



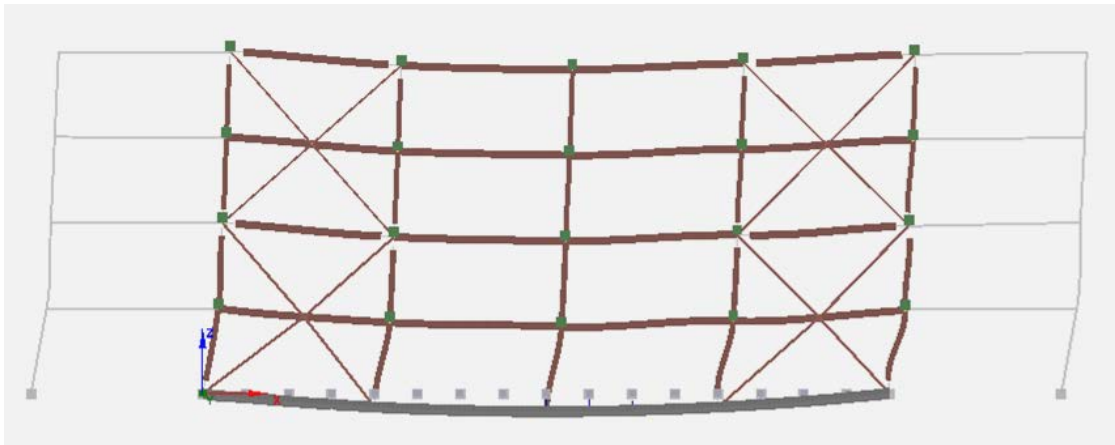
ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

Σχολή Πολιτικών Μηχανικών

Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών

Δ.Π.Μ.Σ. ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΟΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΚΑΙ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας
μεταλλικών κτηρίων που έχουν υποστεί
διαφορικές καθιζήσεις εδάφους.



ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

Κωνσταντίνος Ε. Μπούτικας

Επιβλέπων: Δημήτριος Βαμβάτσικος

Αθήνα, Ιούνιος 2015

ΕΜΚ ΜΕ 2015/03

«Η ολοκλήρωση της διπλωματικής εργασίας συγχρηματοδοτήθηκε μέσω της Πράξης Πρόγραμμα χορήγησης υποτροφιών ΙΚΥ για Μεταπτυχιακές Σπουδές Πρώτου Κύκλου (Μάστερ) - Οριζόντια Πράξη, από πόρους του ΕΠ «Εκπαίδευση και Δια Βίου Μάθηση», του Ευρωπαϊκού Κοινωνικού Ταμείου (ΕΚΤ) του ΕΣΠΑ, 2007-2013».

Μπούτικας Κ. Ε. (2015).
Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας μεταλλικών κτηρίων που έχουν υποστεί
διαφορικές καθιζήσεις εδάφους.
Μεταπτυχιακή Εργασία ΕΜΚ ΔΕ 2015/03
Εργαστήριο Μεταλλικών Κατασκευών, Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο, Αθήνα.

Boutikas K. E. (2015).
Seismic resistance evaluation of steel buildings undergoing differential ground settlements.
Postgraduate Thesis ΕΜΚ ΔΕ 2015/03
Institute of Steel Structures, National Technical University of Athens, Greece

Πίνακας περιεχομένων

Περίληψη	2
Abstract	3
Ευχαριστίες	4
1 Εισαγωγή	5
1.1 Γενικά	5
1.2 Στόχος	5
1.3 Οργάνωση περιεχομένων	6
2 Βιβλιογραφική επισκόπηση	7
2.1 Καθιζήσεις κτηρίων	7
2.1.1 Βασικές έννοιες κινήσεων εδάφους και θεμελίωσης	7
2.1.2 Βλάβες στα κτήρια	9
2.1.3 Συμπεράσματα	14
2.2 Μέθοδοι ανάλυσης	15
3 Ανάλυση προσομοιωμάτων έναντι επαυξητικών καθιζήσεων	17
3.1 Εισαγωγή	17
3.2 Ανάλυση κτηρίου με πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF)	17
3.2.2 Προσομοίωση, μορφές καθιζήσεων και βλάβες θεμελίων	20
3.2.3 Έλεγχοι για περιορισμό των βλαβών της ανωδομής	22
3.2.4 Προσομοίωμα MRF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»	23
3.2.5 Προσομοίωμα MRF για κοίλες καθιζήσεις	30
3.3 Ανάλυση κτηρίου με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF)	35
3.3.2 Προσομοίωμα CBF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»	39
3.3.3 Προσομοίωμα CBF για κοίλες καθιζήσεις	45
3.4 Συμπεράσματα	50
4 Σεισμική ανάλυση προσομοιωμάτων στην παραμορφωμένη κατάσταση	57
4.1 Εισαγωγή	57
4.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF	58
4.2.1 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF με καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»	58
4.2.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF με κοίλες καθιζήσεις	63
4.3 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF	67
4.3.1 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF με καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»	67
4.3.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF με κοίλες καθιζήσεις	71
4.4 Συμπεράσματα	74
5 Γενικά συμπεράσματα και προτάσεις μελλοντικής εργασίας	77
5.1 Συμπεράσματα	77
5.2 Προτάσεις μελλοντικής εργασίας	78
6 Βιβλιογραφία	79

Αποτίμηση σεισμικής επιτελεστικότητας μεταλλικών κτηρίων που έχουν υποστεί διαφορικές καθιζήσεις εδάφους.

Μπούτικας Κ. Ε. (Επιβλέπων: Βαμβάτσικος Δ.)

Περίληψη

Αντικείμενο της παρούσας εργασίας ήταν η διερεύνηση της συμπεριφοράς σύγχρονων μεταλλικών κατασκευών, οι οποίες έχουν υποστεί διαφορικές καθιζήσεις εδάφους ως προς την ικανότητά τους να φέρουν με ασφάλεια αρχικά τα βαρυντικά και στη συνέχεια τα δυναμικά σεισμικά φορτία.

Η μελέτη διερεύνησε τη συμπεριφορά δύο τύπων μεταλλικών κτηρίων για δύο μορφές επιβαλλόμενων διαφορικών καθιζήσεων. Συνολικά κατασκευάστηκαν 14 δισδιάστατα προσομοιώματα, τέσσερα εκ των οποίων αφορούσαν την ανάλυση επαυξητικών καθιζήσεων. Τα κτήρια ανήκαν στην ίδια κατηγορία σεισμικών απαιτήσεων (D_{min}) κατά τους αμερικανικούς κανονισμούς. Η πρώτη ομάδα κτηρίων είχε ως φέροντα οργανισμό πλαίσια παραλαβής ροπής (MRF) και η δεύτερη πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Στα εν λόγω προσομοιώματα αρχικά επιβλήθηκαν επαυξητικές βυθίσεις για να καθοριστούν οι στάθμες επιτελεστικότητας των κτηρίων έναντι καθιζήσεων. Οι βυθίσεις σχεδιάστηκαν, ώστε να προκαλέσουν είτε κοίλη, είτε κυρτή μορφή επιβαλλόμενων καθιζήσεων. Αρχικώς διερευνήθηκε ο βαθμός ανταπόκρισης και η δυνατότητα εφαρμογής των βιβλιογραφικών «εμπειρικών» σταθμών των καθιζήσεων του εδάφους σε σύγχρονα μεταλλικά κτήρια. Αυτές κρίθηκαν επαρκείς για την αποφυγή βλαβών στην πλειονότητα των περιπτώσεων, αλλά διαπιστώθηκαν αρκετά συντηρητικές. Στη συνέχεια ελέγχθηκε αν δύναται να υπάρξει περαιτέρω συσχέτιση των βλαβών που εκφράζονται μέσω των γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων της ανωδομής με τις «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας των αμερικανικών κανονισμών. Εξήχθησαν συμπεράσματα σχετικά με το ποιος τύπος κτηρίου είναι πιο τρωτός έναντι καθιζήσεων. Βρέθηκε ότι τα κτήρια MRF παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων για δεδομένη τιμή καθίζησης σε σχέση με τα κτήρια CBF. Εν αντιθέσει τα κτήρια CBF εκδηλώνουν βλάβες σε χαμηλότερες στάθμες καθιζήσεων σε σχέση με τα κτήρια MRF.

Εν κατακλείδι προσδιορίστηκαν τα δύο στάδια των βλαβών που είχαν ενδιαφέρον για την παραπέρα ανάλυση. Αυτά αντιστοιχούσαν είτε στα όρια της λειτουργικότητας, δηλαδή στις μέγιστες επιτρεπόμενες κλίσεις πατωμάτων και στύλων, είτε στις τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων για την κατηγορία S3 (life safety), όπως περιγράφονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς. Κατόπιν πραγματοποιήθηκε στατική-ανελαστική ανάλυση (Pushover) οριζοντίων δράσεων σε συνδυασμό με τις επιβαλλόμενες βυθίσεις που έφερναν τα κτήρια στα δύο στάδια παραμορφώσεων και βλαβών που περιγράφηκαν. Εξήχθησαν συμπεράσματα για τη μείωση της αντοχής και την έναρξη των βλαβών των κτηρίων. Επιβεβαιώθηκε η αρχική εκτίμηση ότι μικρές τιμές καθιζήσεων είναι ικανές να υποβαθμίσουν σημαντικά την ικανότητα παραλαβής οριζοντίων δράσεων στα κτήρια MRF.

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

POSTGRADUATE THESIS
EMK ΔE 2015/03

Seismic resistance evaluation of steel buildings undergoing differential ground settlements.

Boutikas K. E. (supervised by Vamvatsikos D.)

Abstract

Scope of the particular postgraduate thesis was the investigation of the behavior of modern steel structures undergoing differential ground settlements in terms of initially carrying the gravity loads with safety, and then the potential earthquake loads.

Two steel archetypes were investigated for two kinds of imposed differential settlements. In total, 14 2D models were created. Four of them were used for the simulation of the incremental settlements. The buildings belonged to the same category of seismic demands (D_{min}) according to the American guidelines. The first group of buildings had a structural frame composing of moment resisting frames (MRF) and the second one had cross braces to provide the necessary stiffness (CBF). Initially, the aforementioned models were subjected to incremental displacements in order for the structural performance levels to be defined against settlements. The displacements were tailored in such a manner so as to inflict either sagging or hogging settlement pattern to the structure. Firstly, the magnitude of correspondence and the implementation possibility of the “empiric” performance levels found in literature review were investigated for the particular modern steel buildings. The performance levels were found to be sufficient for the damage avoidance in most cases but they proved to be too conservative. Afterwards, it was investigated if there can be further correlation between the damage of the superstructure that is expressed by the use of the term “angular distortion (or drift)” and the “seismic” structural performance levels found in the American regulations. Results were yielded in terms of which building type was the most susceptible to differential settlements. It was proven that the MRF buildings had the highest values of angular drifts for a given settlement. On the contrary, the damage onset regarding the CBF buildings was developed in lower settlement levels than the one in the MRFs.

Finally two damage levels were defined and had particular meaning for the next step of the analysis. These were correlated either with the serviceability limits; referring to the maximum allowable inclination on floors and columns, or they were correlated with the angular drifts of the S3 (life safety) structural performance level as it is described by the relevant regulations. Afterwards, a non-linear static pushover analysis took place which corresponded to the described damage, deformation levels and the load combination of constant imposed settlements and incremental horizontal loads. Results were rendered regarding the capacity reduction and the damage onset of the buildings. The initial assumption was verified; even small settlements are capable of undermining the ability of the MRF structure to safely carry the earthquake loading.

Ευχαριστίες

Οφείλω να εκφράσω την εκτίμησή μου προς τον επιβλέποντα καθηγητή της εργασίας μου κ. Δημήτρη Βαμβάτσικο για την καθοδήγηση και την υποστήριξη που μου πρόσφερε, καθώς και την ευελιξία που έδειξε καθ' όλη τη διάρκεια της εκπόνησης της μεταπτυχιακής εργασίας.

Την μεταπτυχιακή μου εργασία την αφιερώνω στους γονείς μου που με στήριξαν αγόγγυστα στο 10ετές ακαδημαϊκό μου ταξίδι.

1 Εισαγωγή

1.1 Γενικά

Τα σύγχρονα μεταλλικά κτήρια έχουν συνήθως μεγάλα ανοίγματα και διαθέτουν ως σύστημα παραλαβής των σεισμικών δράσεων, είτε πλαίσια ροπής (MRF), είτε διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF). Τα κτήρια αυτά είναι συνήθως πιο εύκαμπτα από τις συμβατικές πλαισιωτές κατασκευές και τα ιστορικά κτήρια φέρουσας τοιχοποιίας. Για το λόγο αυτό είναι λιγότερο τρωτά στις βλάβες από διαφορετικές καθιζήσεις. Συνεπώς η χρήση των συμβατικών οδηγιών για τις διαφορετικές καθιζήσεις σε σύγχρονα μεταλλικά κτήρια μπορεί να αποδειχτεί αρκετά συντηρητική.

Παρόλα αυτά, οι διαφορετικές καθιζήσεις των θεμελίων είναι σημαντικές, διότι συχνά προκαλούν βλάβες τόσο στην ανωδομή, όσο και στη θεμελίωση. Εκτός αυτού σε περιοχές με έντονη σεισμικότητα οι παραμένουσες παραμορφώσεις από τις καθιζήσεις ενδέχεται να ενισχύσουν τη σεισμική τρωτότητα του κτηρίου. Η επίδραση των διαφορετικών καθιζήσεων στις κατασκευές έχει ερευνηθεί διεξοδικά ήδη από τη δεκαετία του 1940 (Meyerhorf, 1940, Skempton and Macdonald, 1956, Burland et al., 1977, Burland et al., 2001, Giardina et al., 2014). Παρά το γεγονός ότι έχουν γίνει εκτεταμένες μελέτες, τα αποτελέσματα των περισσότερων βασίζονταν σε παρατηρήσεις και ως εκ τούτου ήταν «εμπειρικά». Συνεπώς υπήρχε έλλειμμα:

- i. ικανής μεθοδολογίας για να περιγραφεί η κίνηση των θεμελίων
- ii. ικανών υπολογιστικών εργαλείων για την προσομοίωση
- iii. ικανών μέσων για να αποτυπωθεί η βλάβη μια κατασκευής και
- iv. κοινής μεθοδολογίας ανάμεσα στους ερευνητές για την πρόβλεψη της διαφορετικής καθιζήσης και πρότασης σταθμών αποφυγής βλάβης.

Οι προσπάθειες που έχουν γίνει για την εξαγωγή αποτελεσμάτων από προσομοιώματα σε ηλεκτρονικούς υπολογιστές (για παράδειγμα των Smit, 2010, και Giardina et al., 2014) είτε περιορίζονται σε παραδοσιακές κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, είτε έχουν γίνει σε σύγχρονες κατασκευές χάλυβα ή σκυροδέματος αλλά έχουν λάβει χώρα σε περιοχές (π.χ. Μ. Βρετανία), όπου η περαιτέρω διερεύνηση της σεισμικής τους επιτελεστικότητας ήταν αδιάφορη. Για τους λόγους αυτούς στην παρούσα εργασία αναλύθηκε πρώτα η συμπεριφορά των μεταλλικών κτηρίων (αρχέτυπα FEMA) για τα διάφορα στάδια των επιβαλλόμενων καθιζήσεων, κάνοντας χρήση σύγχρονων υπολογιστικών μεθόδων και εργαλείων και στη συνέχεια διερευνήθηκε η ικανότητά των παραμορφωμένων κατασκευών να παραλαμβάνουν με ασφάλεια τις οριζόντιες σεισμικές δυνάμεις, κάνοντας χρήση στατικών-ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης (pushover).

1.2 Στόχος

Σκοπός της παρούσας εργασίας είναι η διερεύνηση της συμπεριφοράς σύγχρονων μεταλλικών κατασκευών οι οποίες έχουν υποστεί διαφορετικές καθιζήσεις εδάφους ως προς την ικανότητά τους να φέρουν με ασφάλεια τα βαρυτικά και τα σεισμικά φορτία. Αρχικώς διερευνήθηκε ο βαθμός ανταπόκρισης και εφαρμογής των εμπειρικών σταθμών αποφυγής

βλαβών από καθιζήσεις του εδάφους σε σύγχρονα μεταλλικά κτήρια. Στη συνέχεια ελέγχθηκε αν δύναται να υπάρξει περαιτέρω αντιστοιχία των βλαβών που εκφράζονται μέσω των γωνιακών παραμορφώσεων των ορόφων με τις «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας των αμερικανικών κανονισμών. Έγινε προσπάθεια εξαγωγής κριτηρίων αποφυγής βλαβών αντίστοιχα εκείνων για συμβατικές κατασκευές. Εξήχθησαν συμπεράσματα σχετικά με το ποιος τύπος κτηρίου είναι πιο τρωτός έναντι καθιζήσεων. Ελέγχθηκε η σεισμική επάρκεια κατασκευών που έχουν υποστεί παραμορφώσεις από καθιζήσεις αλλά παραμένουν εντός των ορίων της λειτουργικότητας. Τέλος, διερευνήθηκε η δυνατότητα διατύπωσης ενός «εμπειρικού» εργαλείου (κριτηρίου) ελέγχου μεταλλικών κατασκευών αναφορικά με την ικανότητά τους να φέρουν με ασφάλεια οριζόντιες δυνάμεις, ενώ έχουν υποστεί παραμορφώσεις και βλάβες από τις καθιζήσεις δίχως να απαιτείται η ανάλυσή τους.

1.3 Οργάνωση περιεχομένων

Η παρούσα εργασία αναπτύσσεται σε πέντε κεφάλαια:

Στο πρώτο κεφάλαιο παρατίθενται γενικά εισαγωγικά στοιχεία και γίνεται μια μικρή αναφορά στους αντικειμενικούς σκοπούς.

Στο δεύτερο κεφάλαιο αναλύονται κάποιες βασικές έννοιες, παρουσιάζεται το υπόβαθρο της αποτίμησης βλαβών από καθιζήσεις μέσω μιας βιβλιογραφικής επισκόπησης, ενώ τέλος γίνεται μια αναφορά στη μεθοδολογία στατικών-ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης (pushover).

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η διαδικασία της ανάλυσης των καθιζήσεων στα πρότυπα κτήρια της FEMA. Περιλαμβάνονται οι υπολογισμοί των φορτίων, οι παραδοχές που χρησιμοποιήθηκαν και οι περιορισμοί της ανάλυσης. Παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των επιλύσεων του προγράμματος SeismoStruct σε μορφή πινάκων και διαγραμμάτων. Επίσης, διερευνάται η δυνατότητα απευθείας χρήσης των «σεισμικών» σταθμών επιτελεστικότητας των αμερικανικών κανονισμών στα κτήρια που έχουν υποστεί βλάβες από καθιζήσεις.

Στο τέταρτο κεφάλαιο περιγράφονται οι λόγοι επιλογής των συγκεκριμένων σταθμών καθιζήσεων για την περαιτέρω ανάλυση της σεισμικής συμπεριφοράς. Επίσης λαμβάνει χώρα η επεξεργασία των αποτελεσμάτων και ο σχολιασμός της αποτίμησης της σεισμικής συμπεριφοράς. Παρουσιάζονται οι καμπύλες ικανότητας όλων των αρχετύπων (παραμορφωμένων και μη). Τέλος, παρουσιάζονται τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα αναφορικά με την απομείωση της αντοχής και της εκκίνησης του σημείου έναρξης των βλαβών (διαρροής) των μελών του φέροντος οργανισμού. Διερευνάται η δυνατότητα δημιουργίας ενός «εργαλείου» ελέγχου της σεισμικής επάρκειας των κατασκευών που να λαμβάνει υπόψη την παραμορφωμένη κατάσταση των κτηρίων με τις καθιζήσεις.

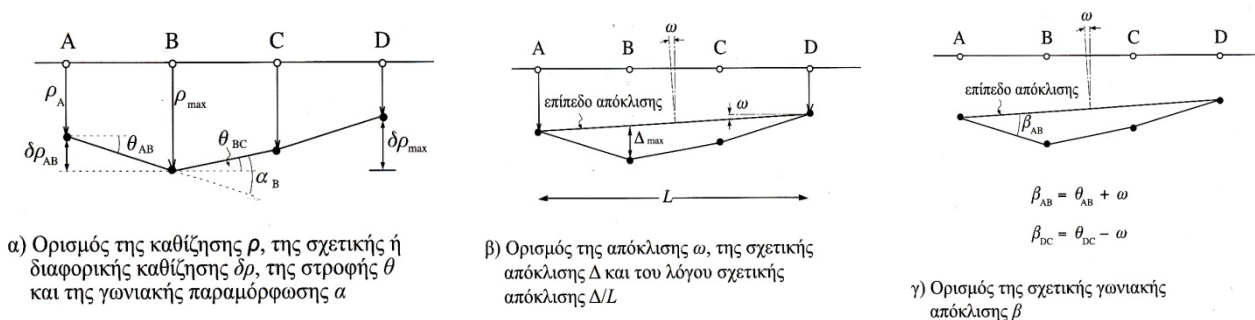
Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται ορισμένα συμπεράσματα.

2 Βιβλιογραφική επισκόπηση

2.1 Καθιζήσεις κτηρίων

2.1.1 Βασικές έννοιες κινήσεων εδάφους και θεμελίωσης.

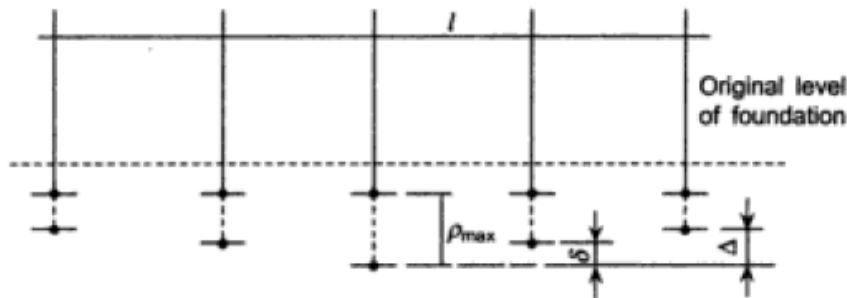
Αρχικά είναι απαραίτητο να προσδιοριστούν ορισμένες βασικές έννοιες που αφορούν την κατασκευή, τη θεμελίωση και το έδαφος. Για να ορίσει τις μετακινήσεις των θεμελίων ο Terzaghi (1935) κατέληξε στο συμπέρασμα πως απαιτείται ακριβής αποτύπωση (θεμελίων και μετακινήσεων) σε τουλάχιστον 15 ή 20 σημεία της κάτοψης του κτηρίου. Η διαδικασία απέδιδε μια τρισδιάστατη απεικόνιση των «παραμορφώσεων» του κτηρίου. Οι Skempton and Macdonald (1956), υιοθέτησαν μια απλοποιημένη δισδιάστατη προσέγγιση και όρισαν ως «γωνιακή παραμόρφωση» τον λόγο της διαφορικής καθίζησης προς την απόσταση μεταξύ δύο σημείων του κτηρίου, αφού προηγουμένως είχαν απαλείψει τυχόν επιρροή της ολικής κλίσης του κτηρίου από τον υπολογισμό της. Οι Polshin και Tokar (1957) όρισαν την «κλίση» ως την κατακόρυφη διαφορά δύο όμορων στηρίξεων που έχουν καθιζάνει σε σχέση με τη μεταξύ τους απόσταση. Όπως γίνεται εύκολα αντιληπτό γινόταν περιγραφή του ίδιου φαινομένου, όπως και στην περίπτωση της «γωνιακής παραμόρφωσης». Επιπρόσθετα εισήγαγαν τον όρο «σχετική μετατόπιση» ως το λόγο της μετατόπισης προς το μήκος του μετατοπισθέντος μέλους για να ορίσουν τη διαφορική καθίζηση. Το 1974 οι Burland και Wroth (1975) πρότειναν ένα νέο σύνολο ορισμών ώστε να προσδιορίσουν την κίνηση του εδάφους, της θεμελίωσης και της κατασκευής (σχήμα 2.1) στη δισδιάστατη ανάλυση. Με τον τρόπο αυτό έγινε εφικτή η διερεύνηση των διαφόρων ειδών μετακινήσεων μιας κατασκευής. Τα σημεία A ως D δύναται να αντιπροσωπεύουν μία κοιτόστρωση, θέσεις μεμονωμένων πεδύλων κάτω από τα υποστυλώματα ενός κτηρίου ή σημεία κάτω από ένα φέροντα τοίχο.



Σχήμα 2.1: Ορισμοί των κινήσεων της θεμελίωσης (Burland et al., 1978 από Barnes, 2000).

Από τους δέκα ορισμούς που εισήγαγαν οι Burland και Worth, οι σημαντικότεροι απεικονίζονται στο σχήμα 2.2. Ως παράδειγμα χρησιμοποιούνται οι στύλοι του φέροντος οργανισμού ενός κτηρίου, οι οποίοι ήταν αρχικώς στην ίδια στάθμη, αλλά υπέστησαν διαφορετικές καθιζήσεις. Συνεπώς δύναται να διατυπωθούν τρία κριτήρια διαφορικών καθιζήσεων, ήτοι:

- Κριτήριο μέγιστης καθίζησης, ρ_{\max}
- Κριτήριο μέγιστης διαφορικής καθίζησης, Δ
- Κριτήριο μέγιστης γωνιακής παραμόρφωσης, α ή δ/l



Σχήμα 2.2: Καθίζηση θεμελίων και κριτήρια (Som and Das, 2003).

Οι ορισμοί των κριτηρίων διατυπώνονται ως εξής:

Καθίζηση (ρ_{\max}) είναι η μέγιστη προς τα κάτω κίνηση σε ένα σημείο. Είναι ανομοιόμορφη κάτω από μία μη άκαμπτη κατασκευή.

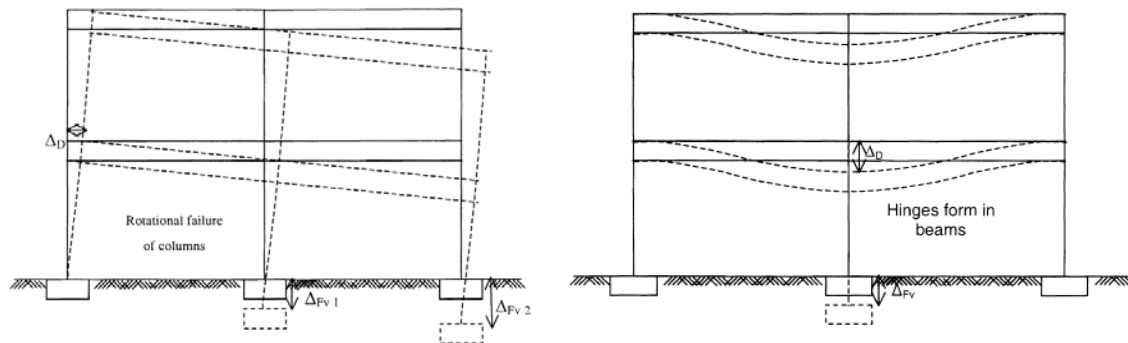
Διαφορική καθίζηση (Δ) είναι η διαφορά καθίζησης μεταξύ δύο σημείων. Συνήθως εκλέγονται δύο γειτονικά σημεία, αλλά η εκλογή μπορεί να είναι και αυθαίρετη.

Η *Γωνιακή παραμόρφωση* (α ή δ/l) αντιπροσωπεύει την ολική στροφή ενός σημείου της κατασκευής. Για παράδειγμα η ολική στροφή του σημείου B στο σχήμα 2.1α είναι $\alpha_B = \theta_{AB} + \theta_{BC}$. Είναι θετική αν προκαλεί βύθιση και αρνητική αν προκαλεί ανύψωση. Θεωρείται ως η πιο σημαντική παράμετρος για την εκτίμηση τοπικών κινήσεων, γιατί οι βλάβες συχνά συγκεντρώνονται εκεί που οι παραμορφώσεις είναι μεγάλες.

Οι ορισμοί επαναλαμβάνονται και στις μεταγενέστερες εργασίες τους (Burland et al., 2001). Οι ορισμοί αυτοί ενέχουν περιορισμούς, καθότι δύναται να περιγράψουν μόνο κινήσεις σε ένα επίπεδο (2D). Επομένως είναι χρήσιμοι μόνο για δισδιάστατη ανάλυση ή σε κτήρια που δεν έχουν υποστεί μετακινήσεις και στον εγκάρσιο άξονα (φαινόμενο σύννηθες σε επιμήκη κτήρια όπου έχουν υποστεί κοίλες καθιζήσεις κάθετες στον διαμήκη άξονα λόγω διάνοιξης σηράγγων). Επιπρόσθετα τετραγωνικά σε κάτοψη κτήρια με διαφορικές καθιζήσεις στα θεμέλιά τους λόγω ιδίου βάρους ενδέχεται να έχουν αυξημένες παραμορφώσεις στα άκρα τους, οι οποίες είναι δύσκολο να προσομοιωθούν δισδιάστατα. Η ανάλυση που πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο της παρούσας εργασίας ήταν δισδιάστατη και από τη μελέτη των αποτελεσμάτων εμπεδώθηκαν οι περιορισμοί της, όπου και παραθέτονται στο κεφάλαιο των συμπερασμάτων.

Οι Bird et al. (2005) σχολιάζουν τα αποτελέσματα της ανάλυσης των Koutsourelakis et al. (2002) και αναφέρουν πως το ύψος της κατασκευής δεν επηρεάζει τις παραμορφώσεις που δημιουργούνται από τις καθιζήσεις υπό την προϋπόθεση ότι τα φαινόμενα P- Δ δεν είναι σημαντικά (σχήμα 2.3). Αν τα θεμέλια έχουν επαρκή δυσκαμψία σε σχέση με το έδαφος θα μετατοπίζονται ως ένα άκαμπτο σώμα. Ειδάλλως αν δεν υπάρχει επαρκής περιορισμός (π.χ. συνδετήριες δοκοί) ανάμεσα στα πέδιλα, δύναται να κινηθούν ανεξάρτητα, άρα και διαφορικά. Επίσης οι μετακινήσεις δύναται να είναι όχι μόνο κατακόρυφες, αλλά και οριζόντιες. Στην εξιδανικευμένη μορφή καθιζήσεων του σχήματος 2.3 υπάρχει συσσώρευση των παραμορφώσεων στους στύλους του ισογείου, με τους ανώτερους ορόφους να συμπεριφέρονται ως άκαμπτο σώμα. Σε περίπτωση κατακόρυφων μετακινήσεων του εδάφους οι στύλοι είναι ελεύθεροι να περιστραφούν, δηλαδή συμπεριφέρονται ως πρόβολοι σε απλή κάμψη. Ο σχηματισμός πλαστικών αρθρώσεων είναι ο πιο απλός μηχανισμός αστοχίας. Επομένως γίνεται αντιληπτό ότι η μορφή των πραγματικών επιβαλλόμενων καθιζήσεων είναι συνήθως δυσμενέστερη από τις εξιδανικευμένες μορφές καθιζήσεων που υιοθετούνται στις αναλύσεις. Αυτό μπορεί να

οφείλεται είτε στην πολύπλοκη γεωμετρία της καθίζησης, είτε στο συνδυασμό οριζόντιων και κατακόρυφων μετατοπίσεων των πεδίων.



Σχήμα 2.3: Εξιδανικευμένη απόκριση κτηρίου με πλαισιακό φέροντα οργανισμό σε κατακόρυφες καθιζήσεις (α) ίσων διαφορικών μετατοπίσεων για κάθε φάτνωμα και (β) κάτω από ένα στύλο (Bird et al., 2005).

2.1.2 Βλάβες στα κτήρια

Οι υπάρχουσες μέθοδοι αποτίμησης των βλαβών που προκαλούνται στα κτήρια από τις διαφορικές μετατοπίσεις εδάφους σχετίζονται, είτε με τις μακροχρόνιες καθιζήσεις από στερεοποίηση, είτε με τις καθιζήσεις που προκαλούνται από εκσκαφές (π.χ. διάνοιξη σηράγγων). Οι μέθοδοι βασίζονται είτε σε εμπειρικά δεδομένα από παρατηρήσεις (π.χ. Skempton and Macdonald, 1956), είτε σε απλούς υπολογισμούς (π.χ. Burland and Wroth, 1975). Οι Skempton και Macdonald (1956) εισήγαγαν ορισμένες οδηγίες για παραδοσιακές πλασιωτές κατασκευές χάλυβα και σκυροδέματος αλλά και δομήματα από φέρουσα τοιχοποιία και διαπίστωσαν πως τύπος του φέροντος οργανισμού επηρεάζει την απόκριση της κατασκευής στις διαφορικές καθιζήσεις. Ο Smit (2010) αναφέρει ότι ο κτηριοδομικός κανονισμός της Σοβιετικής Ένωσης του 1955 αντιμετωπίζει τις πλασιωτές κατασκευές εντελώς διαφορετικά από τις κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας. Ειδικότερα υιοθετεί πολύ αυστηρότερα κριτήρια για τις κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας από οπτόπλινθους. Ο Meyerhof (1956) αντιμετώπισε και αυτός διαφορετικά τις πλασιωτές κατασκευές με αυτές από φέρουσα τοιχοποιία. Οι Burland et al. (1977) επισήμαναν πως οι κατασκευαστικές οδηγίες που παρουσιάζονταν ως τότε σε μελέτες και εγχειρίδια μπορούσαν να εφαρμοστούν μόνο σε συγκεκριμένες περιπτώσεις και αυτό είναι κάτι που δεν αναφερόταν με έμφαση. Οι περισσότερες σύγχρονες κατασκευαστικές οδηγίες εστιάζουν σε δύσκαμπτες κατασκευές από τοιχοποιία. Η χρήση αυτών των οδηγιών σε σύγχρονες πλασιωτές κατασκευές μπορεί να αποδειχτεί συντηρητική. Τα αποτελέσματα της παρούσας εργασίας που παρουσιάζονται στο 3^ο κεφάλαιο, βασίζονται σε αναλύσεις σύγχρονων μεταλλικών κατασκευών και επιβεβαιώνουν ότι τα κτήρια αυτά είναι λιγότερο ευάλωτα σε διαφορικές καθιζήσεις καθώς οι βλάβες του φέροντος οργανισμού εκδηλώνονται σε τιμές αρκετά μεγαλύτερες από τις ενδεικτικές στάθμες των προδιαγραφών.

Ο καθορισμός των «ανεκτών» βλαβών σε μια κατασκευή είναι ένα θέμα που πέρα από τη συμμόρφωση της κατασκευής στις αρχές των κανονισμών και της εμπειρίας, μπορεί να είναι και υποκειμενικό, καθώς βασίζεται και στην αντίδραση (ανεκτικότητα) των χρηστών απέναντι στην υποβάθμιση των παραμέτρων λειτουργικότητας της κατασκευής και αυτό είναι κάτι που δύσκολα ποσοτικοποιείται (Burland και Wroth, 1975). Οι Peck et al. (1956) απέδειξαν, ότι η ύπαρξη μικρού ποσοστού βλαβών υπό τη μορφή ρωγμών είναι αναπόφευκτη αν η διατήρηση του κτηρίου και οι επισκευές του πρέπει να παραμείνουν

οικονομικά βιώσιμες. Ο Little (1969) υπολόγισε πως για έναν συγκεκριμένο τύπο κατασκευής η δαπάνη για την αποφυγή ρωγματώσεων δύναται να υπερβεί το 10% της ολικής επένδυσης για το κτήριο. Είναι λοιπόν εξαιρετικά πιθανό ότι κάποιος βαθμός βλάβης θα λάβει χώρα, συνεπώς η στάθμη της αποδεκτής βλάβης πρέπει με κάποιο τρόπο να οριστεί. Οι βλάβες λόγω των διαφορετικών καθιζήσεων κατατάσσονται στις επόμενες τρεις κατηγορίες (Som and Das, 2003):

- i. Βλάβες Φ/Ο, ήτοι βλάβες που αφορούν δοκούς, στύλους, διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας και τις συνδέσεις τους.
- ii. Αρχιτεκτονικές βλάβες που αφορούν τοίχους πατώματα και επιχρίσματα.
- iii. Συνδυασμό των δύο ως άνω κατηγοριών.
- iv. Αισθητικές βλάβες.

Βλάβες φέροντος οργανισμού: Τα κτήρια είναι συνήθως σχεδιασμένα, ώστε να επιτυγχάνονται ομοιόμορφες καθιζήσεις. Στο ενδεχόμενο διαφορετικών καθιζήσεων μελών, δευτερεύοντες τάσεις εισάγονται στον Φ/Ο που δεν έχουν προβλεφθεί στο σχεδιασμό. Σε μεταλλικά κτήρια στην περίπτωση όπου έχει γίνει χρήση μαλακού χάλυβα και κοχλιωτών συνδέσεων είναι δυνατόν να λάβει χώρα τοπική αστοχία μελών, υπό τη μορφή διαρροής των συνδέσεων, λόγω του ότι η επιβαλλόμενη εκ των καθιζήσεων στροφή είναι συνήθως μικρότερη από την στροφή θραύσης. Εν αντιθέσει στα μεταλλικά κτήρια με συγκολλητές συνδέσεις, διαρροές στις συγκολλήσεις οδηγούν σε αστοχία και θραύση.

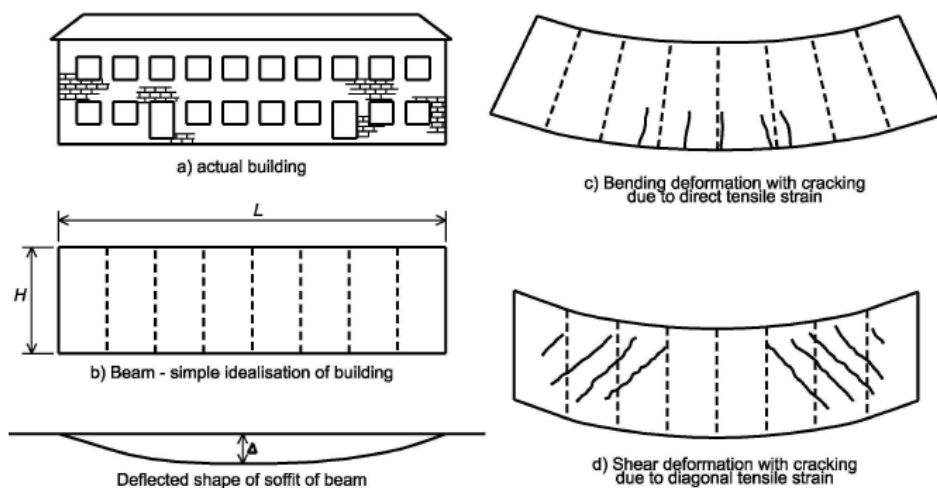
Αρχιτεκτονικές βλάβες: όπως ήδη αναφέρθηκε οι βλάβες αυτές επικεντρώνονται στη δημιουργία ρωγμών σε τοίχους πατώματα και επιχρίσματα, οι οποίες είναι και πιο άμεσες σε σχέση με τις βλάβες του Φ/Ο. Εκτεταμένες βλάβες προξενούν ζητήματα λειτουργικότητας στα κτήρια. Στη πλειονότητα των περιπτώσεων θεωρούνται ο κύριος παράγων καθορισμού του ορίου των ανεκτών καθιζήσεων.

Αισθητικές βλάβες: Συνήθως λαμβάνουν χώρα πριν από οποιαδήποτε άλλη βλάβη, όπως για παράδειγμα εκτεταμένες κλίσεις, οι οποίες δεν μπορούν να γίνουν αποδεκτές ψυχολογικά ή αισθητικά και εμπνέουν το αίσθημα της ανασφάλειας.

Οι Skempton and Macdonald (1956) ανέφεραν ότι οι αρχιτεκτονικές βλάβες, όπως είναι οι ρωγμές στους τοίχους πλήρωσης, συνήθως λαμβάνουν χώρα σε στάθμες μικρότερων παραμορφώσεων των κτηρίων από ότι οι βλάβες φέροντος οργανισμού. Αν και αυτό αποτελεί γεγονός για τις συμβατικές κατασκευές, ενδέχεται να μην ισχύει για σύγχρονες εύκαμπτες κατασκευές και ιδιαιτέρως για μεταλλικά κτήρια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας. Σε ορισμένες περιπτώσεις η στάθμη της επιτρεπτής καθιζήσης μπορεί να μην καθοδηγείται από τις προκαλούμενες βλάβες αλλά από το οπτικό αποτέλεσμα όπου για παράδειγμα μεγάλες κλίσεις στα κατακόρυφα μέλη ή μεγάλη κλίση του κτηρίου συνολικά μπορεί να μην είναι αποδεκτή. Οι Burland et al. (1977) πρότειναν ένα σύστημα ταξινόμησης, ώστε να κατηγοριοποιηθούν αντικειμενικά οι βλάβες. Οι στάθμες επιτελεστικότητας για τις προκαλούμενες βλάβες από καθιζήσεις βασίστηκαν στην εργασία των Jennings και Kerrich (1975) που λάμβανε υπόψη την ευκολία των επισκευών για τις εμφανείς βλάβες. Έκτοτε αυτές οι στάθμες επιτελεστικότητας έχουν υιοθετηθεί σχεδόν απaráλλακτες από το BRE (1981, 1990) και το βρετανικό επιμελητήριο δομοστατικών μηχανικών και ισχύουν ως σήμερα. Οι Burland et al. (2001) σημειώνουν ότι οι προαναφερόμενες στάθμες επιτελεστικότητας αναπτύχθηκαν μόνο για τοιχοποιία από οπτόπλινθους ή λιθοσώματα. Δύναται να προσαρμοστεί σε άλλους τύπους κατασκευών, αλλά δεν είχε διερευνηθεί εξαρχής δυνατότητα εφαρμογής τους σε κατασκευές π.χ. από οπλισμένο σκυρόδεμα. Για το λόγο αυτό εκφράστηκαν επιφυλάξεις για το αν οι στάθμες μπορούν να εφαρμοστούν ως έχουν σε σύγχρονες εύκαμπτες πλαισιωτές κατασκευές. Αρχικώς δύο προσεγγίσεις ήταν διαθέσιμες για την διερεύνηση των επιπτώσεων των

διαφορικών καθιζήσεων στα κτήρια. Ο Meyerhof (1947) διερεύνησε την αλληλεπίδραση ανάμεσα σε δισδιάστατα πλαίσια και το έδαφος και υπολόγισε την επίδρασή της στην εντατική κατάσταση του φορέα. Οι Skempton και Macdonald (1956) και οι Grand et al. (1974) ακολούθησαν μια μεθοδολογία παρατηρήσεων βασιζόμενη σε έρευνες πεδίου. Αντιστοίχησαν τις διαφορικές καθιζήσεις με τις βλάβες σε υπάρχουσες κατασκευές και πρότειναν στάθμες επιτελεστικότητας για τις διαφορικές καθιζήσεις. Ως αποτέλεσμα η μελέτη έδειξε ότι τιμές γωνιακής παραμόρφωσης που υπερβαίνουν τη στάθμη $\frac{1}{150}$ είναι ικανές να προκαλέσουν βλάβες στον φέροντα οργανισμό και τιμές μεγαλύτερες της στάθμης $\frac{1}{300}$ δύναται να προκαλέσουν ρωγμές σε τοίχους και χωρίσματα, συνεπώς προτάθηκε ότι η τιμή της γωνιακής παραμόρφωσης δεν θα πρέπει να υπερβαίνει τη στάθμη $\frac{1}{500}$ σε περιπτώσεις όπου ο περιορισμός των βλαβών λόγω καθιζήσεων είναι ζωτικής σημασίας. Σε αντίθεση η ανάλυση των πλαισιωτών κατασκευών από τον Meyerhof (1947) έδειξε ότι τιμές γωνιακής παραμόρφωσης μικρότερες από $\frac{1}{950}$ επιφέρουν αύξηση της ροπής κάμψης κατά 74% της πιο δυσμενώς φορτισμένης δοκού προ της επιβολής των διαφορικών καθιζήσεων. Οι Skempton και Macdonald (1956) διαφώνησαν πάνω σε αυτό επιχειρηματολογώντας ότι δεν παρατηρήθηκαν βλάβες για τιμές γωνιακής παραμόρφωσης $\frac{1}{950}$ στα υπό μελέτη κτήρια. Το γεγονός αυτό αποδόθηκε στο ότι τα κινητά φορτία που λαμβάνονται υπόψη στο σχεδιασμό είναι συνήθως συντηρητικά σε σχέση με τις μέσες τιμές των πραγματικών κινητών φορτίων στα κτήρια και ότι ο συνδυασμός της δράσης των πλαισίων, των πατωμάτων και των τοίχων δύναται να μειώσει τις τάσεις και τις παραμορφώσεις εντός της κατασκευής.

Η δεύτερη ομάδα μεθόδων αποτίμησης βασίζεται όπως αναφέρθηκε προηγουμένως στη δουλειά των Burland και Wroth (1975). Οι οποίοι χρησιμοποίησαν τις παραμορφώσεις που δημιουργούνται από τις εφελκυστικές τάσεις ως οδηγό για την ανάλυση της δημιουργίας και διάδοσης των ρωγμών σε μια ελαστική δοκό (σχήμα 2.4) που αποτέλεσε το απλουστευμένο προσομοίωμα ενός κτηρίου.



Σχήμα 2.4: Ρωγμές μίας απλής δοκού σε κάμψη και διάτμηση (Burland, 1975).

Η ανάλυση έδειξε ότι οι ρωγματώσεις σε τοίχους και επιχρίσματα είναι συνήθως το αποτέλεσμα της επενέργειας εφελκυστικών τάσεων και ότι για δεδομένο υλικό δύναται αντιστοιχηθεί το εύρος των εμφανών ρωγμών με μια προκαθορισμένη τιμή παραμόρφωσης. Οι Boscardin και Cording (1989) συσχέτισαν τις τιμές των εφελκυστικών

τάσεων με τις κατηγορίες βλαβών (σχήμα 2.5) που προτάθηκαν από τους Burland et al. (1977). Η κατανομή των παραμορφώσεων σε μια απλή δοκό εξαρτάται από τη μορφή των επιβαλλόμενων βυθίσεων. Η καμπτική ροπή και η διάτμηση επενεργούν ταυτόχρονα και πρέπει να υπολογιστούν χωριστά, ώστε να διαπιστωθεί ποια από τις δύο παραμορφώσεις (καμπτική ή διαγώνια) είναι ο κρίσιμος παράγων. Αδρομερώς κάνοντας χρήση των σχέσεων για τη μέγιστη βύθιση στο μέσο της δοκού για ταυτόχρονη επενέργεια κάμψης και διάτμησης, προσδιορίστηκε από τον Timoshenko (1957) ένα άνω όριο επιτρεπών βυθίσεων για δεδομένο εφελκυστικό όριο και με γνωστά μεγέθη τις διαστάσεις του κτηρίου, το μέτρο ελαστικότητας, μέτρο διάτμησης και τη θέση του ουδέτερου άξονα. Οι Boscardin και Cording (1989) επέκτειναν περαιτέρω την ανάλυση συμπεριλαμβάνοντας την επενέργεια των οριζόντιων τάσεων που συσχετίζονται με καθιζήσεις από φαινόμενα όπως η διάνοιξη σηράγγων κάτω από επιμήκη κτήρια.

Συνεπώς από όσα σχολιάστηκαν εκτενώς προηγουμένως προκύπτει ότι η αποτίμηση των επιπτώσεων των διαφορικών καθιζήσεων σε κτήρια έχει αποτελέσει ένα αρκετά δημοφιλές πεδίο έρευνας για κτήρια από τοιχοποιία ή σκυρόδεμα, εν αντιθέσει με την αντίστοιχη διερεύνηση για τα κτήρια από χάλυβα που είναι περιορισμένη. Ο σχεδιασμός σύγχρονων κατασκευών είναι συχνά σημαντικά διαφορετικός από τον σχεδιασμό παλαιότερων κτηρίων και έχει ως αποτέλεσμα πιο εύκαμπτα δομήματα. Είναι προφανές ότι μεμονωμένα η διαπίστωση της τιμής της καθίζησης που έχει υποστεί ένα κτήριο ή η πρόβλεψή της ενέχει μικρή πρακτική αξία, εφόσον δεν υπάρχει γνώση σχετικά με το πόσες καθιζήσεις δύναται να γίνουν ανεκτές από ένα κτήριο, δίχως να υποστεί βλάβες ή ποιος είναι ο ανεκτός βαθμός αυτών. Αν ένα κτήριο καθιζάνει ομοιόμορφα, ανεξάρτητα από το μέγεθος των βελών των βυθίσεων, δεν υπάρχει καμία επίπτωση στο φέροντα οργανισμό του. Τιμές μέγιστης καθίζησης ίδιες για όλη την επιφάνεια του κτηρίου είναι σημαντικές μόνο για την πρόσβαση και τις παροχές (αγωγοί υδραυλικών, δηλαδή ύδρευση - αποχέτευση, κανάλια καλωδίων κ.λπ.) του κτηρίου και γενικά είναι ασήμαντες όταν έχουν λάβει χώρα εντός λογικών ορίων. Από την άλλη πλευρά, βλάβες στον φέροντα οργανισμό δύναται να προκληθούν από εκτενείς διαφορικές μετατοπίσεις.

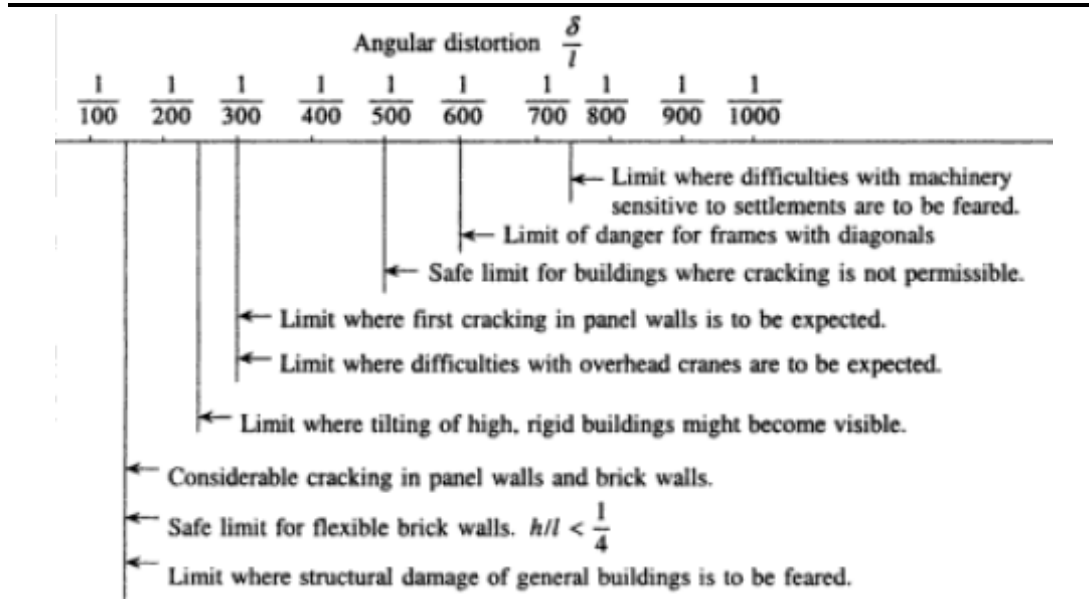
Οι αποδεκτές καθιζήσεις εξαρτώνται από τον τύπο της κατασκευής, των θεμελίων και της φύσης του εδάφους. Τα αποδεκτά όρια των καθιζήσεων που είναι δημοσιευμένα στις περισσότερες μελέτες είναι προϊόντα του συσχετισμού των παρατηρούμενων βλαβών σε σχέση με τις εξελισσόμενες καθιζήσεις. Η γωνιακή παραμόρφωση εμφανίζεται ως το πιο χρήσιμο κριτήριο για τον καθορισμό των αποδεκτών ορίων. Ο ινδικός κανονισμός (IS 1904-1986) προτείνει ορισμένα όρια αποδεκτών μέγιστων καθιζήσεων και παραμορφώσεων ανάλογα με το σύστημα θεμελίωσης και τον τύπο του εδάφους (πίνακας 2.1).

Πίνακας 2.1: Όρια αποδεκτών διαφορικών καθιζήσεων (IS 1904-1986 από Som and Das, 2003).

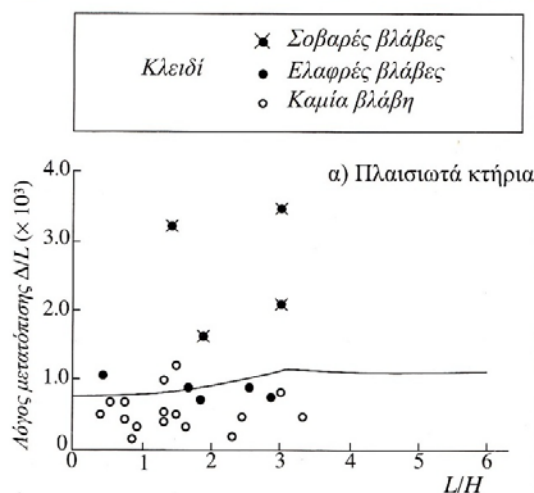
		<i>Isolated footings</i>		<i>Raft foundation</i>	
		<i>Sand/hard clay</i>	<i>Plastic clay</i>	<i>Sand/hard clay</i>	<i>Plastic clay</i>
Steel structure	ρ_{max}	50	50	75	1/300
	$\delta/1$	1/300	1/300	1/300	1/300
RCC structure	ρ_{max}	50	75	75	100
	$\delta/1$	1/666	1/666	1/500	1/500
Multistorey buildings	ρ_{max}	60	75	75	125
RCC/steel framed Bldg.	$\delta/1$	1/500	1/500	1/400	1/300

Το όριο του 1/300 για τη γωνιακή παραμόρφωση προτείνεται τόσο για παλιότερες, όσο και για σύγχρονες κατασκευές. Αν και ενδέχεται τα εμπειρικά αυτά όρια να μην αποτρέψουν την εμφάνιση αρχιτεκτονικών βλαβών, είναι σχεδόν βέβαιο πως θα αποτρέψουν βλάβες στο φέροντα οργανισμό. Ο Bjerrun (1963) ποσοτικοποίησε τα όρια βλαβών και κατέληξε στα κριτήρια επιτελεστικότητας που απεικονίζονται στον πίνακα 2.2.

Πίνακας 2.2: Όρια βλαβών για διάφορες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων (Bjerrun, 1963 από Som and Das, 2003).



Οι Burland and Worth (1974) πρότειναν ένα απλό κριτήριο συσχέτισης της γωνιακής παραμόρφωσης (δ/l) μιας κατασκευής με την αρχή της ορατής ρηγμάτωσης των επιχρισμάτων ή των χρωματισμών και η σχέση αυτή παρουσιάζεται για τα πλαισιωτά κτήρια στο σχήμα 2.5. Αν ο λόγος δ/l , είναι πάνω από τις γραμμές του κριτηρίου είναι πιθανό το κτήριο να παρουσιάσει αρχιτεκτονικές βλάβες.



Σχήμα 2.5: Κριτήρια βλαβών για πλαισιωτά κτήρια (Burland et al., 1978 από Barnes, 2000).

Οι Terzghi και Peck (1948) και Skempton και MacDonald (1956) βάσει ενός μεγάλου αριθμού παρατηρήσεων σε πλαισιωτές κατασκευές κατέληξαν στις στάθμες επιτρεπτών καθιζήσεων του πίνακα 2.3. Πρόκειται για συνήθεις κατασκευές με αρκετά ομοιόμορφη κατανομή φορτίου και ομοιόμορφες εδαφικές συνθήκες.

Πίνακας 2.3: Συνήθεις οδηγίες για επιτρεπτές καθιζήσεις (Barnes, 2000).

Καθίζηση (mm)	Άμμος		Άργιλος
	Αναφορά 1	Αναφορά 2	Αναφορά 2
Μέγιστη διαφορική καθίζηση δ_p	20	25	40
Μέγιστη καθίζηση ρ (μεμονωμένα πέδιλα)	25	40	65
Μέγιστη καθίζηση ρ (κοιτόστρωση)	50	40-65	65-100

Αναφορά 1 - Terzghi and Peck, 1948 Αναφορά 2 - Skempton and MacDonald, 1956

Εν κατακλείδι, η έρευνα που πραγματοποιήθηκε στο πλαίσιο αυτής της εργασίας διερεύνησε δύο περιοχές της κατασκευής. Η πρώτη περιοχή ήταν η ανώδομή, όπου η ανάλυση είχε τη δυνατότητα να διερευνήσει μόνο τις βλάβες του φέροντος οργανισμού (δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων, λυγισμό διαγωνίων συνδέσμων κ.λπ.) και η δεύτερη αφορούσε τις επιφανειακές πλάκες του ισογείου ή στοιχεία της θεμελίωσης, όπου εκεί λόγω της χρήσης μελών οπλισμένου σκυροδέματος ήταν εφικτή μέσω των τιμών της παραμόρφωσης η παρακολούθηση της δημιουργίας ρωγμών, αποφλοιώσης (spalling) του σκυροδέματος και της διαρροής του χαλύβδινου οπλισμού τους. Συνεπώς για τα στοιχεία αυτά διερευνήθηκε ο τύπος της βλάβης που θα εκκινήσει πρώτος. Επίσης έγινε χρήση των εμπειρικών κριτηρίων που προτείνονται στη βιβλιογραφία για να διερευνηθεί αν μπορούν να εφαρμοστούν στην περίπτωση σύγχρονων μεταλλικών κατασκευών.

2.1.3 Συμπεράσματα

Από τη μελέτη της βιβλιογραφίας προέκυψαν τα ακόλουθα συμπεράσματα:

- Οι παραμορφώσεις έχουν οριστεί με τρόπο που περιγράφονται μόνο οι εντός επιπέδου παραμορφώσεις και δεν έχουν γίνει απόπειρες προσδιορισμού της τρισδιάστατης συμπεριφοράς.
- Σε κατασκευές μεγάλων διαστάσεων ενδέχεται να υπάρξουν σημαντικές διαφοροποιήσεις στις ιδιότητες του εδάφους μεταξύ διαφορετικών θέσεων της κατασκευής. Η παράμετρος αυτή σπάνια λαμβάνεται υπόψη στις αναλύσεις.
- Οι επιτρεπόμενες καθιζήσεις είναι άμεσα εξαρτώμενες από τον τύπο του εδάφους. Τα αργιλικά εδάφη, όπου οι μετακινήσεις απαιτούν περισσότερο χρόνο σε σχέση με την άμμο επιτρέπουν στην κατασκευή να προσαρμόζεται βαθμιαία σε αυτές με αποτέλεσμα μικρότερες προκαλούμενες βλάβες.
- Οι επιμήκεις κατασκευές συνήθως είναι πιο ανεκτικές στις σχετικές μετατοπίσεις.
- Τα φορτία σχεδιασμού είναι σημαντικά μεγαλύτερα από τα συνήθη καθημερινά φορτία. Τα συνήθη φορτία είναι περίπου 6 φορές μικρότερα από τα φορτία λειτουργικότητας.
- Οι έως σήμερα μελέτες και οδηγίες για την αποφυγή διαφορικών καθιζήσεων βασίζονται στην υπόθεση ότι η συμπεριφορά μιας τρισδιάστατης κατασκευής δύναται να αποδοθεί ικανοποιητικά μέσα από δισδιάστατα προσομοιώματα.
- Οι δισδιάστατες αναλύσεις αδυνατούν να αποδώσουν φαινόμενα, όπου μεμονωμένα μέλη της κατασκευής έχουν καθιζάνει (μερικές καθιζήσεις). Οι αναλύσεις αναφέρονται είτε σε όλο, είτε στο ήμισυ του κτηρίου.

- Οι εμπειρικές στάθμες αποφυγής βλαβών έχουν προκύψει από μελέτες παλαιότερων, δύσκαμπτων κατασκευών με τοίχους πληρώσεως από τοιχοποιία. Βεβαίως επισημαίνεται στη βιβλιογραφία ότι η συμπεριφορά των εύκαμπτων κατασκευών δύναται να είναι διαφορετική και ότι οι εμπειρικές στάθμες αφορούν μόνο δύσκαμπτες κατασκευές. Όμως παρ' όλα αυτά παρέχονται ελάχιστες οδηγίες για την πρόβλεψη της συμπεριφοράς των εύκαμπτων τρισδιάστατων κατασκευών.
- Η μορφή των πραγματικών επιβαλλόμενων καθιζήσεων είναι συνήθως δυσμενέστερη από τις εξιδανικευμένες μορφές καθιζήσεων που υιοθετούνται στις αναλύσεις.
- Τα πλαισιωτά κτήρια με μεμονωμένα πέδιλα θεμελίωσης, δύναται να παραμορφωθούν διαφορετικά (διαθέτοντας και οριζόντιες μετατοπίσεις) απ' ότι τα κτήρια με κοιτοστρώσεις.
- Τα πλαισιωτά κτήρια δίχως τοιχοπληρώσεις είναι πιο ανθεκτικά στις καθιζήσεις σε αντίθεση με τα συμβατικά τοιχοπληρωμένα.

Από τη βιβλιογραφική επισκόπηση είναι προφανές ότι οδηγίες αποφυγής βλαβών ενδέχεται να μην είναι άμεσα εφαρμόσιμες σε σύγχρονες εύκαμπτες κατασκευές. Ένα κομμάτι της παρούσας εργασίας θα καλύψει την ανάγκη αυτής της διερεύνησης ως προς τα κτήρια που προκύπτουν βάσει των αμερικανικών προτύπων.

2.2 Μέθοδοι ανάλυσης

Οι απλές στατικές-ελαστικές αναλύσεις που χρησιμοποιούνται συνήθως για τον υπολογισμό των καθιζήσεων που προκαλούνται σε θεμέλια από βαρυτικά φορτία αφορούν το ελαστικό κομμάτι της συμπεριφοράς της κατασκευής πριν τη διαρροή. Αν τα επιβαλλόμενα φορτία έχουν τέτοια ένταση που να ωθήσουν την κατασκευή στο ελαστοπλαστικό της φάσμα, τότε η ανάλυση προβαίνει σε επαναλήψεις μέχρι να επιτευχθεί σύγκλιση. Σε περιπτώσεις υψηλής μη-γραμμικότητας, όπου η λύση δεν μπορεί να υπολογιστεί σε ένα βήμα, το εύρος του βήματος μειώνεται αυτόματα και επαυξητική ανάλυση λαμβάνει χώρα ως την επίτευξη της σύγκλισης. Στις περιπτώσεις αυτές προκρίνεται η χρήση στατικών-ανελαστικών μεθόδων ανάλυσης (pushover), οι οποίες δίνουν στον χρήστη μεγαλύτερη ευελιξία κατά την εκτέλεση της ανάλυσης και την ύστερη ερμηνεία των αποτελεσμάτων.

Η συμβατική στατική-ανελαστική μέθοδος ανάλυσης χρησιμοποιείται συνήθως για την εκτίμηση της ικανότητας των κατασκευών να παραλαμβάνουν οριζόντιες δράσεις. Η κατασκευές οφείλουν να διαθέτουν δυναμική απόκριση τέτοια που να μην επηρεάζεται από τις δημιουργούμενες παραμορφώσεις. Δηλαδή ο τρόπος επιβολής των οριζόντιων φορτίων που στοχεύει στην προσομοίωση της δυναμικής συμπεριφοράς της κατασκευής να μπορεί να θεωρηθεί σταθερός.

Το συνολικά ασκούμενο επαυξητικό φορτίο στην κατασκευή P είναι ανάλογο ενός αρχικού φορτίου P_0 που καθορίζεται από τον χρήστη, δηλαδή: $P = \lambda(P_0)$. Ο συντελεστής λ αυξάνεται αυτόματα από το πρόγραμμα μέχρι να επιτευχθεί ο στόχος που έχει καθοριστεί από τον χρήστη ή να προκληθεί αριθμητική αστάθεια. Ως φορτίο μπορούν να θεωρηθούν είτε δυνάμεις είτε μετατοπίσεις. Για την επαύξηση του συντελεστή λ τρεις τύποι ελέγχου είναι διαθέσιμοι:

Έλεγχος δυνάμεων:

Αναφέρεται στην περίπτωση όπου ο συντελεστής λ επαυξάνονται άμεσα και οι ολικές συντεταγμένες της κατασκευής υπολογίζονται σε κάθε βήμα του συντελεστή.

Έλεγχος μετατοπίσεων:

Αναφέρεται στην περίπτωση όπου οι ολικές συντεταγμένες της κατασκευής επαυξάνονται άμεσα και ο συντελεστής λ υπολογίζεται γι' αυτό το βήμα.

Αυτόματος έλεγχος μετατοπίσεων:

Αναφέρεται στην περίπτωση όπου η επαύξηση του φορτίου ρυθμίζεται αυτόματα από την ανάλυση βάσει των συνθηκών σύγκλισης του προηγούμενου βήματος.

Σημειώνεται ότι οι συμβατικές στατικές-ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης δεν είναι σε θέση να ρυθμίσουν τη μορφή (pattern) των επιβαλλόμενων φορτίων σε σχέση με την αλλαγή των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής που οφείλεται στα φαινόμενα προοδευτικού υποβιβασμού της δυσκαμψίας της. Η περίπτωση αυτή είναι τυπική σε κτήρια που δέχονται ισχυρές σεισμικές δράσεις. Η «σταθερή» κατανομή των φορτίων που ασκούνται στην κατασκευή αγνοεί τα φαινόμενα ανακατανομής τους που θα συνέβαιναν σε μια πραγματική δυναμική διέγερση. Συνεπώς οι αλλαγές στις ιδιομορφές της κατασκευής (λόγω αύξησης της περιόδου T) και η αύξηση της δυναμικής απόκρισης δεν λαμβάνονται υπόψη, πράγμα που μπορεί να εισάγει σημαντικά σφάλματα στην ανάλυση, ιδιαίτερα στις περιπτώσεις όπου η επιρροή ανώτερων ιδιομορφών είναι ή γίνεται σημαντική. Το φαινόμενο αυτό δύναται να αντιμετωπιστεί μόνο την προσαρμοζόμενη στατική-ανελαστική ανάλυση (adaptive pushover).

Με την προσαρμοζόμενη στατική-ανελαστική ανάλυση μπορεί να γίνει η αποτίμηση της ικανότητας του κτηρίου να παραλάβει οριζόντια φορτία λαμβάνοντας υπόψη την παραμορφωμένη κατάσταση της κατασκευής και φαινόμενα αλλαγής της συχνότητας εισόδου της διέγερσης. Στην προσαρμοζόμενη στατική-ανελαστική ανάλυση η κατανομή των οριζόντιων φορτίων δεν παραμένει σταθερή αλλά ανανεώνεται αυτόματα κατά τη διάρκεια της ανάλυσης σύμφωνα με τις ιδιομορφές και τους συντελεστές συμμετοχής που προκύπτουν από την ιδιομορφική ανάλυση που πραγματοποιείται σε κάθε βήμα της ανάλυσης. Είναι μέθοδος πολλών βαθμών ελευθερίας που μπορεί να λάβει υπόψη φαινόμενα όπως, τη μείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής, την αύξηση της ιδιοπεριόδου και την αλλαγή στις αδρανειακές δυνάμεις λόγω της φασματικής ενίσχυσης.

Συνεπώς, συνεκτιμώντας τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης και τις μικρές απαιτήσεις των δισδιάστατων προσομοιωμάτων, η συμβατική στατική-ανελαστική μέθοδος κρίθηκε επαρκής για τις ανάγκες της υπάρχουσας εργασίας. Αναφορικά με τον τύπο ελέγχου του συντελεστή λ , επιλέχθηκε ο έλεγχος μετατοπίσεων. Σε αυτή τη στρατηγική η ανάλυση είναι δυνατόν:

- a. να λάβει υπόψη μη-κανονικά φαινόμενα απόκρισης (μαλακός όροφος),
- b. να λάβει υπόψη το «οροπέδιο» της χαλάρωσης στον κλάδο μετά την μέγιστη τιμή της απόκρισης και
- c. να αποκτήσουν κανονική κατανομή τα σημεία στη καμπύλη δύναμης-μετατόπισης.

Για τους λόγους αυτούς (SeismoStruct User Manual, 2015) ο τύπος ελέγχου μετατοπίσεων θεωρείται ως η ορθότερη επιλογή για την πραγματοποίηση συμβατικών στατικών-ανελαστικών αναλύσεων. Για την ανάλυση χρησιμοποιήθηκε το λογισμικό SeismoStruct v.7 (SeismoSoft, 2015), που είναι ένα υπολογιστικό πακέτο πεπερασμένων στοιχείων για τη σεισμική αποτίμηση πλαισιωτών κατασκευών. Το πρόγραμμα είναι ικανό να υπολογίζει τη συμπεριφορά μεγάλων μετατοπίσεων χωρικών (πλαισιωτών) φορέων υπό στατικές ή δυναμικές φορτίσεις. Λαμβάνει υπόψη τόσο τοπικές (δοκών - στύλων) όσο και καθολικές (μεγάλες στροφές/μετατοπίσεις) γεωμετρικές μη-γραμμικότητες όπως και ανελαστικότητες υλικού.

3 Ανάλυση προσομοιωμάτων έναντι επαυξητικών καθιζήσεων

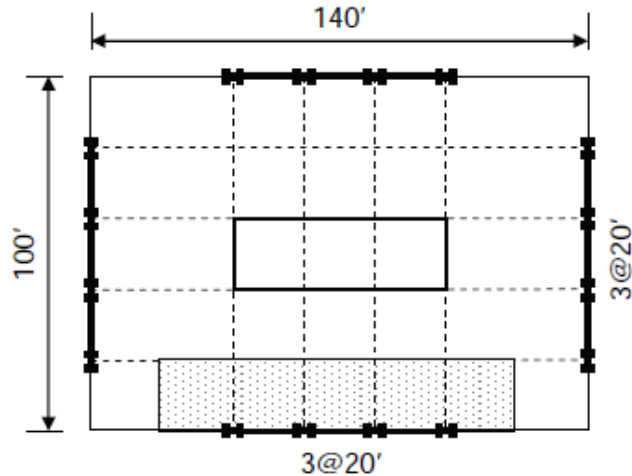
3.1 Εισαγωγή

Η προτεινόμενη μεθοδολογία εφαρμόστηκε σε δύο τύπους μεταλλικών κτηρίων για δύο μορφές επιβαλλόμενων διαφορικών καθιζήσεων. Συνολικά κατασκευάστηκαν 14 προσομοιώματα, τέσσερα εκ των οποίων αφορούσαν την ανάλυση επαυξητικών καθιζήσεων. Τα κτήρια ανήκαν στην ίδια κατηγορία σεισμικών απαιτήσεων (D_{min}) κατά τους αμερικανικούς κανονισμούς. Η πρώτη ομάδα κτηρίων είχε ως φέροντα οργανισμό πλαίσια παραλαβής ροπής (MRF) και η δεύτερη πλαίσια με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψιάς (CBF). Στα εν λόγω προσομοιώματα αρχικά επιβλήθηκαν επαυξητικές βυθίσεις για να καθοριστούν τα όρια της επιτελεστικότητας των κτηρίων έναντι καθιζήσεων. Οι βυθίσεις σχεδιάστηκαν, ώστε να προκαλέσουν είτε κοίλη, είτε κυρτή μορφή επιβαλλόμενων καθιζήσεων. Προσδιορίστηκαν τα δύο στάδια των βλαβών που είχαν ενδιαφέρον για την παραπέρα ανάλυση. Αυτά αντιστοιχούσαν είτε στα όρια λειτουργικότητας, δηλαδή στις μέγιστες επιτρεπόμενες κλίσεις πατωμάτων και στύλων, είτε στις τιμές των γωνιακών παραμορφώσεων για την κατηγορία S3 (life safety), όπως περιγράφονται από τους αντίστοιχους κανονισμούς. Διερευνήθηκε για τα εν λόγω κτήρια η δυνατότητα κατασκευής ενδεικτικών κριτηρίων επιτελεστικότητας για βλάβες που έχουν υποστεί μεταλλικά κτήρια από καθιζήσεις αντίστοιχες με αυτές του αμερικανικού κανονισμού για τις σεισμικές δράσεις. Στη συνέχεια για τις επιβαλλόμενες βυθίσεις που έφεραν τα κτήρια στα δύο στάδια παραμορφώσεων και βλαβών που περιγράφηκαν, πραγματοποιήθηκε υπερωθητική ανάλυση (Pushover) για τον καθορισμό της εναπομένουσας αντοχής τους έναντι σεισμού. Η συνδυαστική ανάλυση επιβολής καθιζήσεων και οριζοντίων δυνάμεων περιγράφεται στο κεφάλαιο 4.

3.2 Ανάλυση κτηρίου με πλαίσια παραλαβής ροπών (MRF)

Ως βάση των προσομοιωμάτων της ανάλυσης αποτέλεσε ένα τετραώροφο πρότυπο μεταλλικό κτήριο που περιγράφεται στην αναφορά NIST GCR 10-917-8. Το κτήριο του οποίου η κάτοψη φαίνεται στο σχήμα 3.1, έχει σχεδιαστεί βάσει προδιαγραφών του AISC 341-05 και του ASCE/SEI 7-05.

Η κάτοψη του κτιρίου είναι ορθογωνική με επιφάνεια 14000 sf ($\approx 1300 \text{ m}^2$) και διαστάσεις 100'x140' (30,5m x 42,7m). Η δισδιάστατη ανάλυση πραγματοποιήθηκε στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SeismoStruct στο οποίο κατασκευάστηκε προσομοίωμα για την όψη του κτηρίου με μήκος 100'. Οι σεισμικές δράσεις παραλαμβάνονται από συστήματα πλαισίων ροπής (SMRF) στις δύο διευθύνσεις. Οι δοκοί στις άκρες τους διαθέτουν συνδέσεις μειωμένης διατομής τύπου RBS (σύμφωνα με τις προδιαγραφές του AISC 358-05) και προσομοιώθηκαν με τη χρήση γραμμικών στοιχείων με συγκεντρωμένη ανελαστικότητα στις άκρες τους, ώστε να υπάρχει πλήρης έλεγχος στη δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων.



Σχήμα 3.1: Κάτοψη τετραώροφου κτιρίου (αρχέτυπο SMRF)

Για την ανάλυση λήφθηκαν υπόψη περιμετρικά πλαίσια ροπής πέντε φατνωμάτων που παραλαμβάνουν όλη τη σεισμική δράση, ενώ τα κατακόρυφα φορτία κατανεμήθηκαν σε αυτά βάσει της ζώνης επιρροής τους σύμφωνα με την εικόνα 3.1. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 15 ft (4,57 m) και των υπολοίπων 13 ft (3,96 m), ενώ το μήκος των φατνωμάτων είναι 20 ft (6,1m).

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ASTM A992 και $f_y = 50 \text{ ksi}$ ($\approx 345 \text{ MPa}$). Θεωρήθηκε μόνιμο φορτίο 90 psf ($\approx 439,4 \text{ kg/m}^2$) ομοιόμορφα κατανεμημένο σε κάθε όροφο. Ακόμη, θεωρήθηκε φορτίο πρόσοψης 25 psf ($\approx 122,1 \text{ kg/m}^2$), το οποίο εφαρμόστηκε στις περιμετρικές δοκούς. Το ωφέλιμο φορτίο λήφθηκε 50 psf ($\approx 244 \text{ kg/m}^2$) στον τυπικό όροφο και 20 psf ($\approx 97,7 \text{ kg/m}^2$) στην οροφή. Φορτία ανέμου δεν λήφθηκαν υπόψη.

Τα φαινόμενα P-δ προσομοιώθηκαν με τη χρήση στύλου P-δ (leaning column) που είχε δυσκαμψία ίση με το πολλαπλάσιο της δυσκαμψίας των βαρυντικών στύλων που αντιστοιχούσαν στο ήμισυ του κτηρίου. Ο στύλος P-δ συνδέθηκε με τους αντίστοιχους κόμβους του κτηρίου μέσω άκαμπτων συνδέσεων που επέβαλαν ίσες μετακινήσεις μόνο κατά τον άξονα x. Στο στύλο P-δ ασκήθηκαν κατακόρυφα φορτία στη στάθμη κάθε ορόφου ίσα με το ήμισυ των συνολικών βαρυντικών φορτίων του ορόφου.

Αναφορικά με τους συντελεστές των μόνιμων και κινητών δράσεων, για τα μεν προσομοιώματα με τις επαυξητικές καθιζήσεις επιλέχθηκε ο συνδυασμός λειτουργικότητας SLS, ήτοι $1,0 \times D + 1,0 \times L$, για τα δε προσομοιώματα με τις μόνιμες βυθίσεις και τις επαυξητικές οριζόντιες δυνάμεις (Pushover) επιλέχθηκε ο σεισμικός συνδυασμός EQ, ήτοι $1,0 \times D + 0,3 \times L$. Όπως, εύκολα γίνεται αντιληπτό η διαφοροποίηση από την προδιαγραφή του προτύπου που υπαγόρευε φορτία σεισμικού συνδυασμού έγινε διότι στην πρώτη περίπτωση κρίθηκε αναγκαίο να προσδιοριστούν οι «δυσμενέστερες» παραμορφώσεις (κλίσεις πατωμάτων και μελών) λόγω του μόνιμου χαρακτήρα των καθιζήσεων. Ακολουθούν οι υπολογισμοί των βαρυντικών φορτίων.

3.2.1.1 Φορτία αργέτιπου MRF

Φορτίο πρόσοιγης:

$$A_{perim} = A - A_{int} = 1300,64 - 445,94 = 854,7m^2 \quad (3.1)$$

$$854,7m^2 \times 122,1 \frac{Kg}{m^2} = 104359,85Kg = 104,4t \quad (3.2)$$

Φορτιστικός συνδυασμός SLS ($1,0 \times D + 1,0 \times L$)
(Για τα προσομοιώματα επαυξητικών καθιζήσεων)

Φορτίο τυπικού ορόφου:

$$1300 \times (1,0 \times 439,4 + 1,0 \times 244) + 104359,85 = 992779,85Kg = 992,8t \quad (3.3)$$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) τυπικού ορόφου:

$$\frac{1}{2} \times 992,8t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 4869,6kN \quad (3.4)$$

Αναγωγή φορτίων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{6} \times 992,8t = 165,5 \frac{t}{node} \quad (3.5)$$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{8} \times 165,5t = 28,7 \frac{t}{node} \quad (3.6)$$

Φορτίο στέγης:

$$1300 \times (1,0 \times 439,4 + 1,0 \times 97) + 104359,85 = 802589,85Kg = 802,6t \quad (3.7)$$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) στέγης:

$$\frac{1}{2} \times 802,6t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 3936,7kN \quad (3.8)$$

Αναγωγή φορτίων στέγης σε επικόμβια:

$$\frac{1}{6} \times 802,6t = 133,8 \frac{t}{node} \quad (3.9)$$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{8} \times 133,8t = 16,7 \frac{t}{node} \quad (3.10)$$

Φορτιστικός συνδυασμός EQ ($1,0 \times D + 0,3 \times L$)

(Για τις αναλύσεις: ιδιομορφική και συνδυασμό pushover και καθιζήσεων)

Φορτίο τυπικού ορόφου:

$$1300 \times (1,0 \times 439,4 + 0,3 \times 244) + 104359,85 = 770739,9Kg = 770,7t \quad (3.11)$$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) τυπικού ορόφου:

$$\frac{1}{2} \times 770,7t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 3780,5kN \quad (3.12)$$

Αναγωγή φορτίων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{6} \times 770,7t = 128,5 \frac{t}{node} \quad (3.13)$$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{8} \times 128,5t = 16,1 \frac{t}{node} \quad (3.14)$$

Φορτίο στέγης:

$$1300 \times (1,0 \times 439,4 + 0,3 \times 97) + 104359,85 = 713682,85Kg = 713,7t \quad (3.15)$$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) στέγης:

$$\frac{1}{2} \times 713,7t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 3500,6kN \quad (3.16)$$

Αναγωγή φορτίων στέγης σε επικόμβια:

$$\frac{1}{6} \times 713,7t = 119 \frac{t}{node} \quad (3.17)$$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{8} \times 119t = 14,9 \frac{t}{node} \quad (3.18)$$

Οι διατομές των μελών του φέροντος οργανισμού παρατίθεται στον πίνακα 3.1 που ακολουθεί.

Πίνακας 3.1: Διατομές των δοκών, υποστυλωμάτων του 4-ώροφου μεταλλικού πλαισίου.

Όροφος	Στάθμη (in)	Διατομή δοκών	Διατομή εξ. στύλων	Διατομή εσ. στύλων
1	166.55	W18X86	W18X86	W18X97
2	322.55	W18X86	W18X86	W18X97
3	478.55	W18X71	W18X765	W18X86
4	634.55	W18X71	W18X65	W18X86

3.2.2 Προσομοίωση, μορφές καθιζήσεων και βλάβες θεμελίων

Το αρχέτυπο του κτηρίου MRF που περιγράφηκε προηγουμένως τροποποιήθηκε με την προσθήκη συνδετήριων δοκών Ο/Σ μεταξύ των εδράσεων των στύλων, ώστε να προσομοιωθεί το σύστημα της θεμελίωσης. Στη συνέχεια έγινε χρήση ελατηρίων Winkler, ώστε να προσομοιωθεί η αλληλεπίδραση του εδάφους με την κατασκευή και να καταστεί εφικτή η επιβολή κατακόρυφων μετατοπίσεων. Οι καθιζήσεις ασκούνται προοδευτικά στο κτήριο με βήμα 0,01m, έτσι ώστε τα αποτελέσματα να προκύπτουν συναρτήσει της ασκούμενης μετατόπισης (§2.2) και να είναι ευκόλως διαχειρήσιμα.

Δεδομένου ότι ο δείκτης εδάφους k των ελατηρίων Winkler δεν είναι ιδιότητα του εδάφους, αλλά εξαρτάται από τα χαρακτηριστικά του εδάφους (μέτρο ελαστικότητας E, λόγος Poisson ν) και της πεδילוδοκού (μήκος και δυσκαμψία) ή του πεδίλου (πλάτος και μήκος), έπρεπε έστω και αδρομερώς να γίνει μια εκτίμησή του βάσει υποθέσεων

ορισμένων παραμέτρων. Ακολούθηθηκε η μέθοδος Vesic για θεμελιωρίδες με συνεκτίμηση της σχετικής δυσκαμψίας πεδילוδοκού – εδάφους. Θεωρήθηκε πεδילוδοκός διατομής 1,20m × 0,60m με μέτρο ελαστικότητας 25GPa (σκυρόδεμα κατηγορίας C20/25) και συνεκτική άργιλος με $E_u = 15 \text{ MPa}$ και $\nu_u = 0,5$.

$$I = \frac{BH^3}{12} = 0,00216m^4 \quad (3.19)$$

$$k = \frac{0,65}{1-\nu^2} \left(\frac{E_s B^4}{E_b I} \right)^{1/12} \frac{E_s}{B} = \frac{0,65}{1-0,5^2} \left(\frac{15 \times 1,2^4}{25000 \times 0,0216} \right)^{1/12} \frac{15}{1,2} = 8,5 \text{ MN}/m^3 \quad (3.20)$$

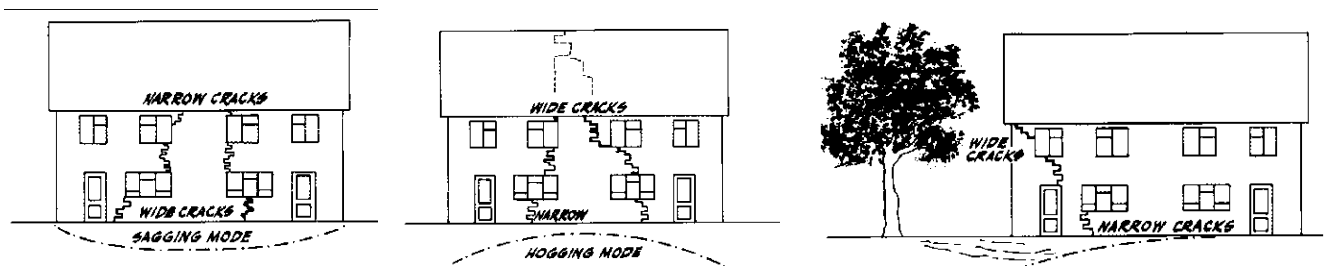
όπου, E_s , ν είναι το μέτρο ελαστικότητας και ο λόγος Poisson του εδάφους και E_b , B , I , το μέτρο ελαστικότητας, το πλάτος και η ροπή αδράνειας της πεδילוδοκού. Οι προτεινόμενες τιμές του δείκτη εδάφους (k), για «συνήθεις» πεδילוδοκούς σε διάφορους τύπους εδαφών (Bowles σελ. 505) παραθέτονται στον ακόλουθο πίνακα 3.2.

Πίνακας 3.2: Τιμές του δείκτη εδάφους (k), για «συνήθεις» πεδילוδοκούς (Bowles, 1997)

Soil	k_s , kN/m ³
Loose sand	4800–16 000
Medium dense sand	9600–80 000
Dense sand	64 000–128 000
Clayey medium dense sand	32 000–80 000
Silty medium dense sand	24 000–48 000
Clayey soil:	
$q_a \leq 200 \text{ kPa}$	12 000–24 000
$200 < q_a \leq 800 \text{ kPa}$	24 000–48 000
$q_a > 800 \text{ kPa}$	> 48 000

Συνεπώς, για τις ανάγκες της προσομοίωσης επιλέχθηκε $k=15\text{MN}/m^3$ που αντιστοιχεί σε μέση προς χαλαρή άμμο και συνεκτική άργιλο.

Το επόμενο βήμα της προσομοίωσης αφορούσε την επιλογή της μορφής της καθίζησης. Οι τρεις γενικοί τρόποι καθιζήσεων που δύναται να υποστεί ένα δόμημα απεικονίζονται στο σχήμα 3.2 που ακολουθεί.



Σχήμα 3.2: Τρεις μορφές καθιζήσεων: α) κοίλη και β) κυρτή σε όλο το μήκος και γ) «κρέμαση» στην άκρη (BRE Digest 251, 1990).

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκαν η κοίλη και η «κρέμαση στο άκρο» ως οι πιθανότερες μορφές καθιζήσεων που μπορούν να λάβουν χώρα σε υπαρκτές κατασκευές όπως για παράδειγμα λόγω διάνοιξης σηράγγων, ύπαρξης στοών ή μεταβολής της στάθμης του υδροφόρου ορίζοντα από παρακείμενη βλάστηση. Οι βυθίσεις στην κοίλη μορφή προσομοιώθηκαν βάσει της εξίσωσης του κύκλου και στη δεύτερη περίπτωση βάσει κυβικού πολυωνύμου (Giardina et al., 2014). Αυτές οι μορφές των καθιζήσεων

αποτυπώνουν καλύτερα τα πραγματικά φαινόμενα και είναι πιο δυσμενείς για τις κατασκευές απ' ότι οι «εξιδανικευμένες» μορφές των ίσων διαφορικών μετατοπίσεων ανά φάτνωμα που απαντώνται συνήθως στη βιβλιογραφία.

3.2.3 Έλεγχοι για περιορισμό των βλαβών της ανωδομής

Το εδάφιο §7.2.1 του Ευρωκώδικα 3 δίνει ορισμένες γενικές παραμέτρους λειτουργικότητας δομημάτων. Για πιο αναλυτική περιγραφή γίνεται παραπομπή στον Ευρωκώδικα 0 (EN1990) και στο πρότυπο ISO4356:2012. Βάσει του εν λόγω προτύπου προκύπτει ότι για καταστάσεις λειτουργικότητας (SLS), για το μεν αρχέτυπο με τα πλαίσια ροπής οι μέγιστες επιτρεπόμενες κλίσεις πατωμάτων υπολογίζονται 0,8% και για το δε αρχέτυπο με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας είναι 0,6%. Αντίστοιχα οι μέγιστες επιτρεπόμενες κλίσεις των στύλων ως προς την κατακόρυφο περιορίζονται και για τα δύο αρχέτυπα στο 0,4%. Σημειώνεται ότι το πρότυπο αυτό εισάγει λόγους ελέγχου κρέμασης σε οριζόντια και κατακόρυφα μέλη ($\frac{l}{250}, \frac{h}{250}$) καθώς και περιορισμούς ως προς τα μέγιστα βέλη των μελών.

Η απαίτηση περιορισμού των βλαβών στα κτήρια είναι απλώς ένα άνω όριο για την απαιτούμενη γωνιακή παραμόρφωση των ορόφων. Οι αμερικανικοί κανονισμοί κάνουν λόγο για δύο κατηγορίες επιτελεστικότητας. Η πρώτη αφορά βλάβες σε μη φέροντα στοιχεία. Εδώ ανήκουν βλάβες αρχιτεκτονικές, όπως χωρίσματα, εξωτερικές όψεις, οροφές, μηχανολογικού και ηλεκτρολογικού εξοπλισμού, υδραυλικά, συστήματα πυρόσβεσης και φωτισμού. Η δεύτερη ομάδα περιλαμβάνει βλάβες στο φέροντα οργανισμό και είναι αυτές που απασχολούν την παρούσα εργασία. Τα όρια που περιγράφονται δεν πρέπει να εκλαμβάνονται αυστηρά ως υποδείξεις αλλά είναι περισσότερο εκτιμήσεις. Επομένως διακυμάνσεις μεταξύ διαφορετικών κατασκευών ενδέχεται να υπάρχουν. Τρεις είναι οι κύριες και δύο οι δευτερεύουσες (ενδιάμεσες) στάθμες επιτελεστικότητας. Οι στάθμες είναι:

- i. Η S1 (Immediate Occupancy Level) που είναι η ένδειξη ότι το δόμημα είναι άμεσα κατοικήσιμο. Σημαίνει ότι μετά από μια σεισμική διέγερση το κτήριο έχει υποστεί πολύ περιορισμένες βλάβες. Τα κύρια κατακόρυφα και οριζόντια στοιχεία σε παραμέτρους αντοχής και δυσκαμψίας παραμένουν στην προ-σεισμική τους κατάσταση. Κίνδυνος απειλής ζωής ή τραυματισμού δεν υπάρχει. Ορισμένες επισκευές μικρής κλίμακας δύναται να απαιτηθούν χωρίς να είναι απαραίτητη η πραγματοποίησή τους πριν από την επανα-κατοίκηση.
- ii. Η S3 (Life Safety Level) που είναι η ένδειξη ότι το δόμημα έχει υποστεί σημαντική μετασεισμική βλάβη, αλλά υπάρχει ακόμα περιθώριο ενάντια σε μερική ή ολική κατάρρευση. Ορισμένα από τα στοιχεία του Φ/Ο έχουν εκτεταμένες βλάβες, όμως δεν έχει λάβει χώρα θραύση μελών ή αποκόλληση τεμαχών από τον Φ/Ο συνεπώς δεν υπάρχει κίνδυνος πτώσεων υλικών εντός ή εκτός του κτηρίου. Μικρά ατυχήματα δύναται να συμβούν κατά το σεισμικό γεγονός και γενικά ο κίνδυνος απειλής ζωής είναι μικρός. Είναι εφικτή η επισκευή της κατασκευής αν και για οικονομικούς λόγους μπορεί να αποδειχθεί μη ορθή πρακτική. Παρά το γεγονός ότι δεν υπάρχει άμεσος κίνδυνος κατάρρευσης, είναι συνετό στις περιπτώσεις αυτές να γίνονται άμεσες επισκευές ή να τοποθετούνται ικριώματα ή άλλα μέσα υποστήριξης της κατασκευής.
- iii. Η S5 (Collapse Prevention Level) που σημαίνει ότι το δόμημα είναι στο όριο της αντοχής του προς μερική ή ολική κατάρρευση. Ουσιαστικές βλάβες έχουν προκύψει, οι οποίες έχουν υποβιβάσει την αντοχή και τη δυσκαμψία της

κατασκευής ως προς την παραλαβή οριζοντίων δυνάμεων. Η κατασκευή έχει μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις και σε ένα βαθμό έχει επηρεαστεί και η ικανότητά της να φέρει τα βαρυντικά φορτία. Υπάρχει σημαντικός κίνδυνος πτώσεων. Από τεχνοοικονομικής απόψεως δεν είναι ορθή η επισκευή της κατασκευής και μια ενδεχόμενη άμεση επανα-κατοίκηση είναι μη ασφαλής, καθότι έστω και με ασθενή μετασεισμική δραστηριότητα θα οδηγηθεί στην κατάρρευση.

Πίνακας 3.3: Όρια βλαβών για διάφορες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων (FEMA 273)

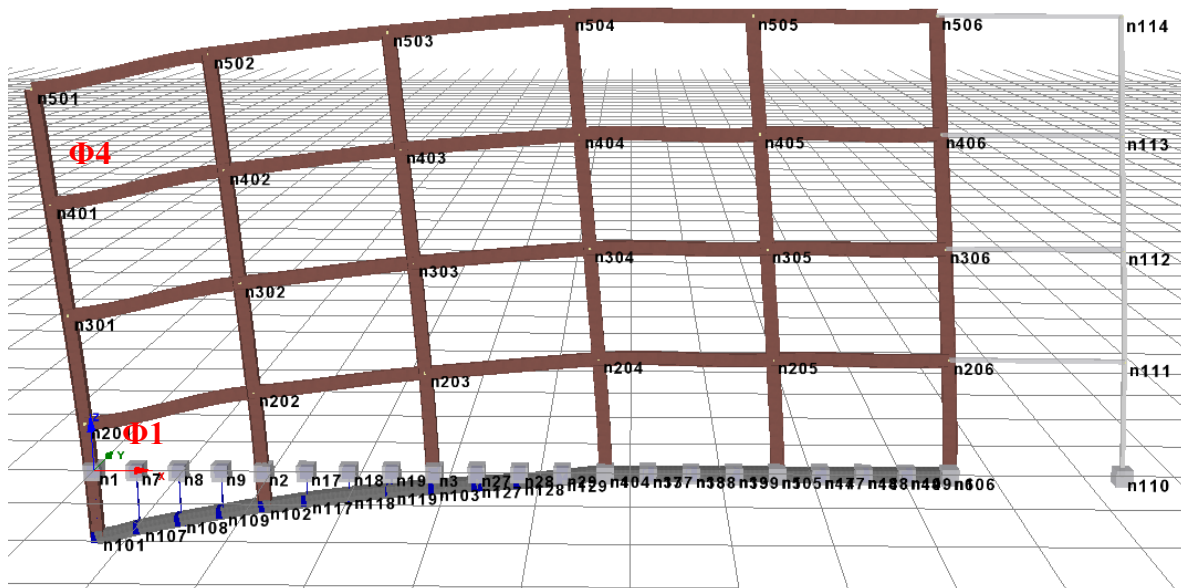
Elements	Type	Structural Performance Levels		
		Collapse Prevention S-5	Life Safety S-3	Immediate Occupancy S-1
Steel Moment Frames	Primary	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Hinges form. Local buckling of some beam elements. Severe joint distortion; isolated moment connection fractures, but shear connections remain intact. A few elements may experience partial fracture.	Minor local yielding at a few places. No fractures. Minor buckling or observable permanent distortion of members.
	Secondary	Same as primary.	Extensive distortion of beams and column panels. Many fractures at moment connections, but shear connections remain intact.	Same as primary.
	Drift ²	5% transient or permanent	2.5% transient; 1% permanent	0.7% transient; negligible permanent
Braced Steel Frames	Primary	Extensive yielding and buckling of braces. Many braces and their connections may fail.	Many braces yield or buckle but do not totally fail. Many connections may fail.	Minor yielding or buckling of braces.
	Secondary	Same as primary.	Same as primary.	Same as primary.
	Drift ²	2% transient or permanent	1.5% transient; 0.5% permanent	0.5% transient; negligible permanent

Στην παρούσα εργασία διερευνήθηκε το κατά πόσο δύναται να εφαρμοστούν τα όρια της γωνιακής παραμόρφωσης των ορόφων όπως περιγράφονται για τις σεισμικές δράσεις στους αμερικανικούς κανονισμούς (πίνακας 3.3) και στην περίπτωση κατασκευών που ενυπάρχουν παραμορφώσεις λόγω καθιζήσεων. Επίσης, διερευνήθηκε το κατά πόσο οι εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας που έχουν διατυπωθεί βάσει των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης δύναται να εφαρμοστούν σε σύγχρονες μεταλλικές κατασκευές.

3.2.4 Προσομοίωμα MRF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως κρίσιμη παράμετρος της ανάλυσης ήταν ο έλεγχος της γωνιακής παραμόρφωσης είτε της υπερκατασκευής, είτε των θεμελίων. Για το λόγο αυτό η γωνιακή παραμόρφωση έπρεπε πρώτα να οριστεί. Συνεπώς, από τη στιγμή που έχουμε ταυτόχρονη κατακόρυφη και οριζόντια μετακίνηση για τον ορισμό της γωνιακής παραμόρφωσής δεν ακολουθήθηκε ο τυπικός ορισμός των σεισμικών δράσεων. Η απαιτούμενη γωνιακή παραμόρφωση για τον όροφο i καθορίστηκε για το δυσμενέστερο σημείο της κάτοψης ως ο λόγος Δd_i της διαφοράς των οριζόντιων μετακινήσεων στην κορυφή και στη βάση του εκεί κατακόρυφου μέλους, d_i και d_{i-1} αντίστοιχα, προς το ύψος h_i του ορόφου i συν τον λόγο Δd_j της διαφοράς των κατακόρυφων μετακινήσεων μεταξύ των δύο άκρων του οριζόντιου μέλους, d_j και d_{j-1} αντίστοιχα, προς το μήκος h_j του ανοίγματος j . Στη συνέχεια επιλέχθηκε το δυσμενέστερο σημείο, δηλαδή κατόπιν σύγκρισης όλων των ανοιγμάτων των ορόφων, επιλέχθηκε αυτό όπου η γωνιακή παραμόρφωση λαμβάνει τη

μέγιστη τιμή. Στην περίπτωση του αρχετύπου MRF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» οι δυσμενέστερες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης της υπερκατασκευής μετρήθηκαν στο φάτνωμα Φ4 και για τη θεμελίωση το φάτνωμα Φ1 (Σχήμα 3.3).



Σχήμα 3.3: Προσομοίωμα για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» για το αρχέτυπο MRF.

Οι βυθίσεις επιβλήθηκαν στο προσομοίωμα σε μήκος ίσο με το ήμισυ της όψης του κτηρίου επί κόμβων που είχαν τοποθετηθεί εδαφικά ελατήρια Winkler. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που υιοθετήθηκαν για τα προσομοιώματα των κτηρίων με τα πλαίσια ροπής βασίζονται στον αμερικανικό κανονισμό, όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Στον πίνακα 3.4 απεικονίζεται η χρωματική σύμβαση που τους έχει αποδοθεί χάριν διευκόλυνσης της παρουσίασης στους πίνακες που ακολουθούν.

Πίνακας 3.4: Χρωματική σύμβαση σταθμών επιτελεστικότητας για την υπερκατασκευή.

Στάθμες επιτελεστικότητας για MRFs	
Άμεση επανα-κατοίκηση S-1:	0,70%
Προστασία ζωής S-3:	2,50%
Αποφυγή κατάρρευσης S-5:	5%
Όριο αποδεκτών κλίσεων:	0,80%

Ομοίως από τις εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας που αναφέρονται στη βιβλιογραφία για τη γωνιακή παραμόρφωση κατασκευών και της θεμελίωσης, υιοθετήθηκαν όσες απεικονίζονται στον πίνακα 3.5 μαζί με την αντίστοιχη χρωματική σύμβαση που τους έχει αποδοθεί χάριν διευκόλυνσης της παρουσίασης.

Πίνακας 3.5: Εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας και η χρωματική τους σύμβαση.

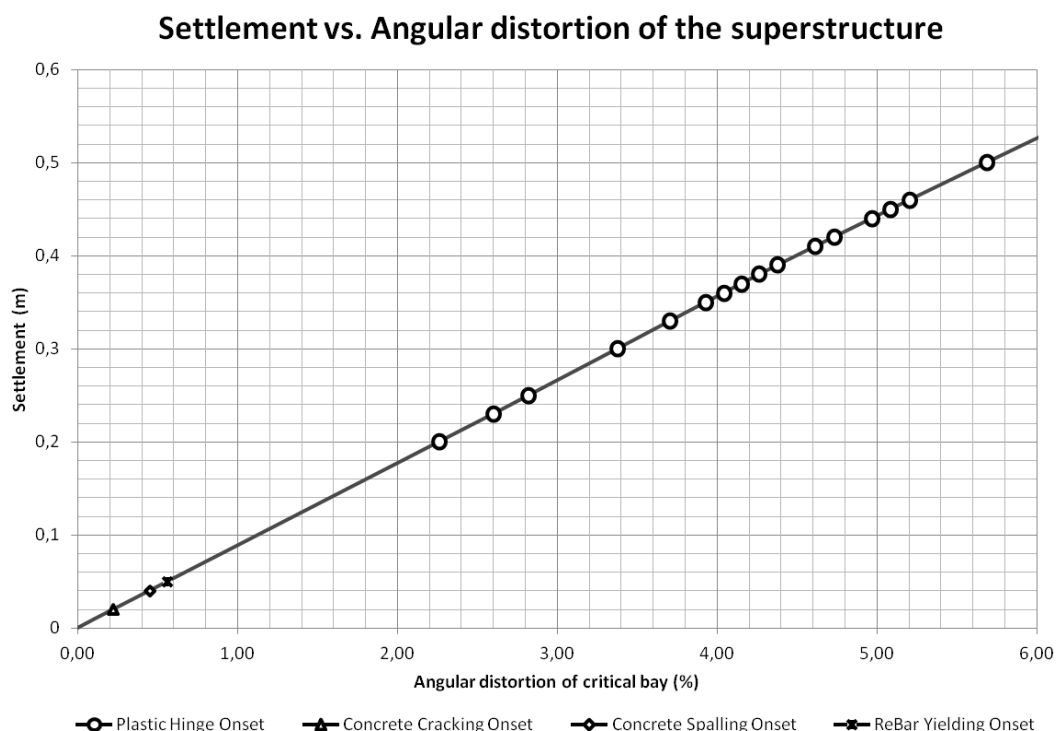
Εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας		
Αποφυγή βλάβης:	Γωνιακή παραμόρφωση δ/l	
Σε κατασκευές με διαγώνιους συνδέσμους:	$1/600$	$\cong 0,167\%$
Γενικών ρωγματώσεων, θεμέλια (κατά EN460:1994a):	$1/500$	$\cong 0,2\%$
Σε χωρίσματα, πατώματα, τοίχους, κοιτόστρωση σε πλαστική άργιλο:	$1/300$	$\cong 0,33\%$
Φέροντος οργανισμού:	$1/150$	$\cong 0,67\%$
Γενικής κοιτόστρωσης:	$\delta \leq 50\text{mm}$	

Σημειώνεται ότι σε όλα τα προσομοιώματα οι κλίσεις των οριζόντιων μελών ήταν πάντοτε δυσμενέστερες από τις αποκλίσεις των στύλων από την κατακόρυφο. Στον πίνακα 3.6 που απεικονίζεται στην επόμενη σελίδα συσχετίζονται, οι μέγιστες καθιζήσεις του ακραίου κόμβου της γενικής κοιτόστρωσης (n101), με τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φατώματος του ισογείου (Φ1), τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φατώματος της ανωδομής (Φ4), την κλίση των πατωμάτων των τυπικών ορόφων και τις προκληθείσες βλάβες στα μέλη και τον τύπο αυτών.

Πίνακας 3.6: Αποτελέσματα ανάλυσης επαυξητικών καθιζήσεων τύπου «κρέμασης στο άκρο» για το κτήριο MRF.

Performance Criteria		Settlement ρ_{max} (m)	Differential settlement	Angular distortion of the foundation	Angular distortion of the superstructure	Floor Inclination	
Member	Condition	Load Factor	δ (mm)	δ/l (%)	Total at n401(%)	slope (degrees)	slope %
		0	0,0	0,000			
		0,01	4,9	0,080			
Found. RC Bm.	Cracking	0,02	9,8	0,160			
		0,03	14,6	0,240			
Found. RC Bm.	Spalling	0,04	19,5	0,320			
ReBar	yield	0,05	24,4	0,400			
		0,06	29,3	0,480			
		0,07	34,2	0,560			
		0,08	39,0	0,640			
		0,09	43,9	0,720			
		0,1	48,8	0,800			
		0,11	53,7	0,880			
		0,12	58,6	0,960			
		0,13	63,4	1,040			
		0,14	68,3	1,120			
		0,15	73,2	1,200			
		0,16	78,1	1,280			
		0,17	83,0	1,360			
		0,18	87,8	1,440			
		0,19	92,7	1,520			
bm11	yield	0,2	97,6	1,600			
		0,21	102,5	1,680			
		0,22	107,4	1,760			
bm31	yield	0,23	112,2	1,840			
		0,24	117,1	1,920			
bm21	yield	0,25	122,0	2,000			
		0,26	126,9	2,080			
		0,27	131,8	2,160			
		0,28	136,6	2,240			
		0,29	141,5	2,320			
bm41	yield	0,3	146,4	2,400			
		0,31	151,3	2,480			
		0,32	156,2	2,560			
bm34, bm35	yield	0,33	161,0	2,640			
		0,34	165,9	2,720			
bm14	yield	0,35	170,8	2,800			
bm15, col61	yield	0,36	175,7	2,880			
col54, bm35	yield	0,37	180,6	2,960			
bm24, bm34, bm44	yield	0,38	185,4	3,040			
bm24, bm25	yield	0,39	190,3	3,120			
		0,4	195,2	3,200			
bm14, col51	yield	0,41	200,1	3,280			
col61	yield	0,42	205,0	3,360			
		0,43	209,8	3,440			
bm25	yield	0,44	214,7	3,520			
col53	yield	0,45	219,6	3,600			
bm12	yield	0,46	224,5	3,680			
		0,47	229,4	3,760			
		0,48	234,2	3,840			
		0,49	239,1	3,920			
bm45	yield	0,5	244,0	4,000			
		0,51	248,9	4,080			
		0,52	253,8	4,160			
		0,53	258,6	4,240			
		0,54	263,5	4,320			
		0,55	268,4	4,400			
		0,56	273,3	4,480			
		0,57	278,2	4,560			
		0,58	283,0	4,640			
		0,59	287,9	4,720			
		0,6	292,8	4,800			
					0,00	-0,02	-0,03
					0,11	0,04	0,07
					0,22	0,09	0,15
					0,34	0,13	0,23
					0,45	0,17	0,30
					0,56	0,22	0,38
					0,67	0,26	0,46
					0,79	0,31	0,54
					0,90	0,35	0,61
					1,01	0,39	0,69
					1,13	0,44	0,77
					1,24	0,48	0,84
					1,35	0,53	0,92
					1,47	0,57	1,00
					1,58	0,62	1,07
					1,69	0,66	1,15
					1,81	0,70	1,23
					1,92	0,75	1,30
					2,03	0,79	1,38
					2,15	0,84	1,46
					2,26	0,88	1,54
					2,37	0,92	1,61
					2,49	0,97	1,69
					2,60	1,01	1,77
					2,71	1,06	1,85
					2,82	1,10	1,92
					2,93	1,15	2,00
					3,04	1,19	2,08
					3,15	1,24	2,16
					3,26	1,28	2,24
					3,38	1,33	2,32
					3,49	1,37	2,40
					3,60	1,42	2,48
					3,71	1,47	2,56
					3,82	1,51	2,64
					3,93	1,56	2,72
					4,04	1,60	2,80
					4,15	1,65	2,88
					4,26	1,70	2,96
					4,38	1,74	3,04
					4,50	1,79	3,12
					4,61	1,83	3,20
					4,73	1,88	3,28
					4,85	1,93	3,36
					4,97	1,97	3,44
					5,08	2,02	3,52
					5,20	2,06	3,60
					5,32	2,11	3,68
					5,44	2,16	3,76
					5,56	2,20	3,84
					5,68	2,25	3,92
					5,80	2,29	4,00
					5,93	2,34	4,08
					6,05	2,38	4,16
					6,17	2,43	4,24
					6,29	2,48	4,32
					6,41	2,52	4,40
					6,53	2,57	4,48
					6,66	2,61	4,56
					6,78	2,66	4,64
					6,90	2,70	4,72

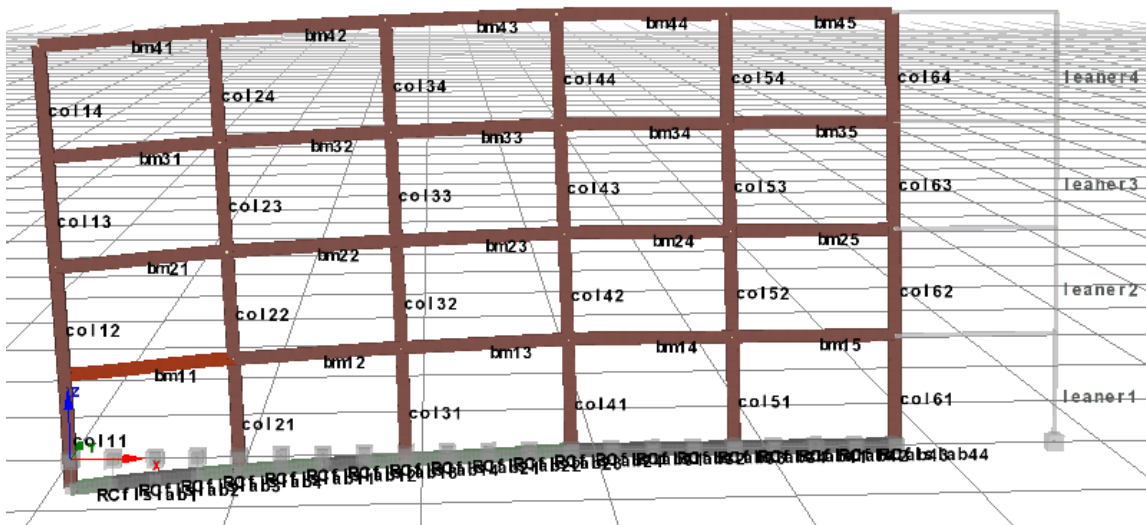
3.2.4.1 Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής και «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας.



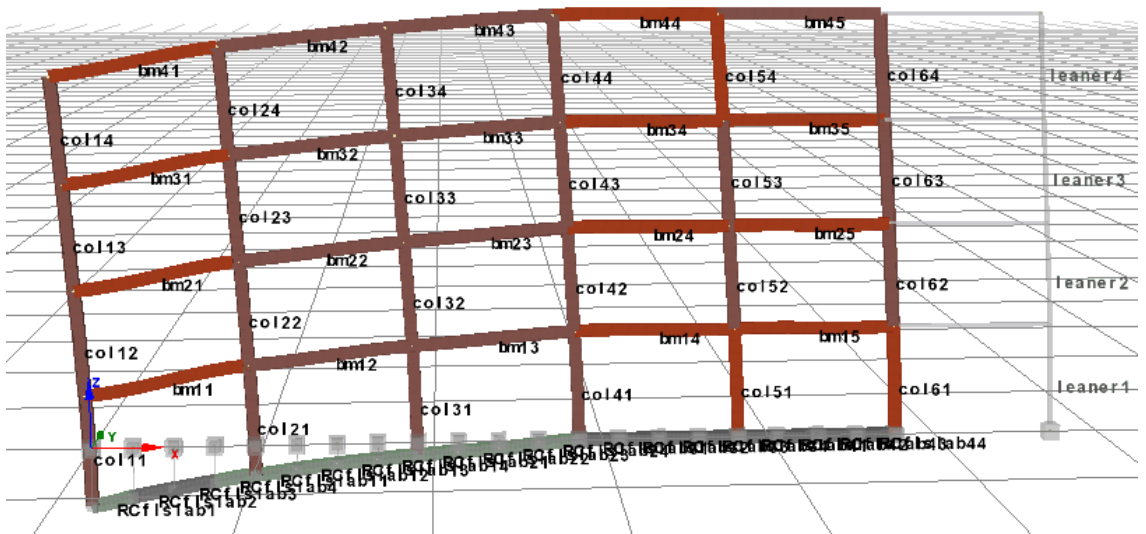
Σχήμα 3.4: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της ανωδομής σε σχέση με την καθίζηση για το αρχέτυπο MRF με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο».

Οι κύριες ενδεικτικές στάθμες γωνιακής παραμόρφωσης του αμερικανικού κανονισμού (S1 - 0,7%, S3 - 2,5% και S5 - 5%) για τις σεισμικές δράσεις αφορούν παροδικές (transient) δράσεις και αυτές που αφορούν μόνιμες παραμορφώσεις έχουν ως επί το πλείστον μικρότερες τιμές (S1 - ~0%, S3 - 1% και S5 - 5%). Παρόλα αυτά παρατηρούμε από τον πίνακα 3.9, αλλά και όπως ευκρινέστερα απεικονίζεται στο σχήμα 3.4 πως υπάρχει πλήρης αντιστοιχία και εφαρμογή των «παροδικών» σταθμών γωνιακών παραμορφώσεων στις βλάβες που έχουν μόνιμο χαρακτήρα και προκαλούνται από τις καθιζήσεις σε μεταλλικά κτίρια. Συγκεκριμένα, ως τη στάθμη ελέγχου S1 (πράσινα κελία στον πίνακα), τα μέλη του φέροντος οργανισμού της ανωδομής δεν έχουν υποστεί βλάβες και βρίσκονται στην ελαστική τους περιοχή. Με την αύξηση των βελών των καθιζήσεων, προσεγγίζοντας τη στάθμη S3 δημιουργείται πλαστική άρθρωση σε ένα μέλος (σχήμα 3.5), συγκεκριμένα στη δοκό bm11 ευρισκόμενη στο πρώτο φάτνωμα του ισογείου πάνω από την περιοχή των μέγιστων επιβαλλόμενων καθιζήσεων. Τόσο η θέση της βλάβης, όσο και η γενικότερη εικόνα των βλαβών του προσομοιώματος αντιστοιχεί στη περιγραφή του κανονισμού για τη στάθμη S3. Τέλος, βαίνοντας προς τη στάθμη S5, παρατηρούμε γενικευμένες βλάβες υπό τη μορφή πλαστικών αρθρώσεων. Αρχικά έχουμε δημιουργία νέων πλαστικών αρθρώσεων που εντοπίζονται στις δοκούς που ανήκουν στην αριστερή «στήλη» των πλαισίων του προσομοιώματος και στη συνέχεια οι βλάβες μεταφέρονται στις «στήλες» φάτωνμάτων που ευρίσκονται στο δεξί τμήμα του φορέα, όπου έχουμε δημιουργία πλαστικών αρθρώσεων σε οριζόντια και κατακόρυφα μέλη. Αξίζει να σημειωθεί ότι το ενδιάμεσο τμήμα του κτηρίου δεν έχει υποστεί βλάβες και ότι οι πλαστικές αρθρώσεις έχουν ανοίξει σε μέλη και στις δύο άκρες της όψης ανεξάρτητα με αν οι καθιζήσεις επεβλήθησαν μόνο στο ένα άκρο. Σε περίπτωση που μια πραγματική κατασκευή έφθανε στο σημείο αυτό πιθανώς θα είχε λάβει χώρα μερική κατάρρευση του

φορέα. Η ανάλυση συνεχίζει για λίγα βήματα ακόμα, για γωνιακή παραμόρφωση που υπερβαίνει την στάθμη S5, όπου έχουμε το άνοιγμα τριών νέων πλαστικών αρθρώσεων. Ως αποτέλεσμα ο φορέας γίνεται μηχανισμός και η ανάλυση μετά από λίγο διακόπτεται.



Σχήμα 3.5: Απεικονίζονται οι βλάβες των μελών για 2,50% γωνιακή παραμόρφωση του κρίσιμου φαντώματος της ανωδομής και βύθιση άκρου 0,22m για το αρχέτυπο MRF.

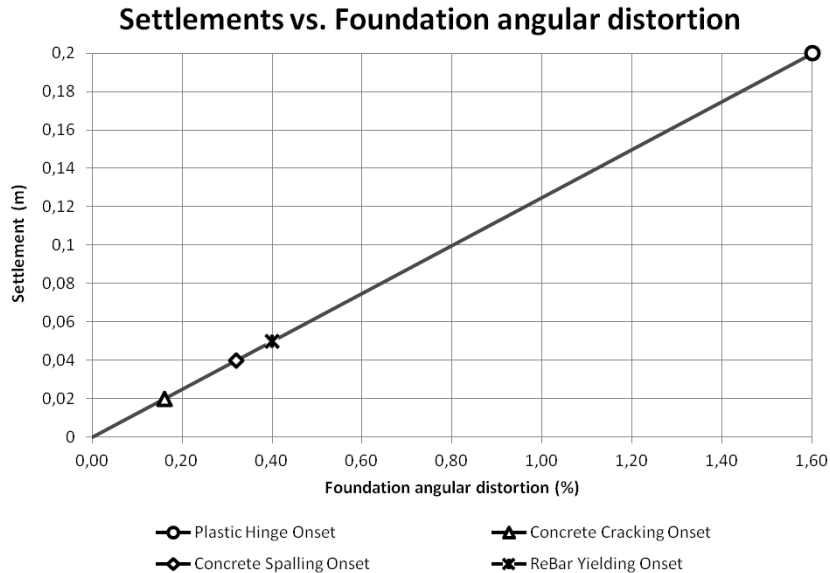


Σχήμα 3.6: Βλάβες μελών για 5,0% γωνιακή παραμόρφωση και βύθιση άκρου 0,44m για το αρχέτυπο MRF.

Αναφορικά με την θεμελίωση η ανάλυση δύναται να προσομοιώσει βλάβες γενικής κοιτόστρωσης, συνδετήριων δοκών ή μίας πλάκας οπλισμένου σκυροδέματος ισογείου. Παρατηρείται δημιουργία και διάδοση ρωγμών και όσο προσεγγίζεται το όριο 0,7% (S1) λαμβάνει χώρα αποφλοίωση του σκυροδέματος και διαρροή των χαλύβδινων οπλισμών. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι στάθμες επιτελεστικότητας του κανονισμού αναφέρονται στην ανωδομή μιας κατασκευής και όχι σε πλάκες ισογείου, υπόγεια ή στοιχεία της θεμελίωσης τα οποία θεωρούνται απαραμόρφωτα. Δεν δύναται να διατυπωθεί με βεβαιότητα αν οι βλάβες στις συνδετήριες δοκούς Ο/Σ της θεμελίωσης επηρεάζουν την αντοχή του κτηρίου και σε ποιο βαθμό. Εκείνο που έγινε κατανοητό από την ανάλυση είναι πως επηρεάζονται οι συνδέσεις των στύλων με τη θεμελίωση, αφού σε ορισμένες περιπτώσεις εισάγονται

καταναγκασμοί με τη μορφή στροφών στον πόδα των στύλων και σε άλλες περιπτώσεις, λόγω της δημιουργίας πλαστικών αρθρώσεων στις συνδετήριες δοκούς, οι πακτώσεις των στύλων κατ' ουσίαν μετατρέπονται σε αρθρώσεις. Επομένως είναι ένα σημείο που χρήζει περαιτέρω διερεύνησης σε μία μελλοντική εργασία.

3.2.4.2 Γωνιακή παραμόρφωση θεμελίων και εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας.

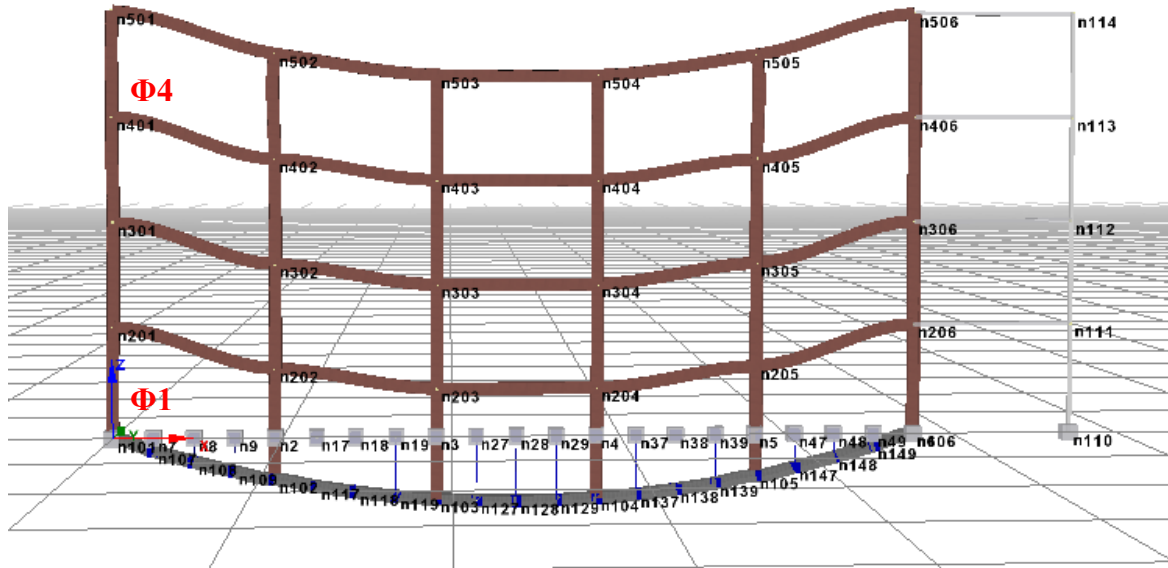


Σχήμα 3.7: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για το αρχέτυπο MRF με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο».

Οι εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας (κελία μωβ χρώματος) έχουν διατυπωθεί βάσει των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης. Για την αποφυγή βλαβών στον φέροντα οργανισμό η στάθμη $\frac{1}{150}$ ($\cong 0,67\%$) κρίνεται ως συντηρητική για την υπερκατασκευή της υπό μελέτη περίπτωσης δεδομένου ότι το άνοιγμα πλαστικών αρθρώσεων λαμβάνει χώρα αρκετά αργότερα (σχήμα 3.7) σε τιμή 1,6%. Ταυτόχρονα κρίνεται ανεπαρκής για τη θεμελίωση (πλάκα του ισογείου) αφού έχουν δημιουργηθεί βλάβες, ήτοι διαρροή των οπλισμών και αποφλοίωση του σκυροδέματος για σημαντικά μικρότερες τιμές της. Τέλος, τα στοιχεία της θεμελίωσης αρχίζουν να ρωγματώνονται στη στάθμη $\frac{1}{600}$ ($\cong 0,167\%$). Συνεπώς, η εμπειρική στάθμη επιτελεστικότητας $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$) κρίνεται ανεπαρκής για την αποφυγή ρωγμών στη στάθμη της πλάκας του ισογείου. Εν κατακλείδι, μία στάθμη επιτελεστικότητας της τάξης $\frac{1}{300}$ ($\cong 0,33\%$) θεωρείται επαρκής (αν και οριακά) για την αποφυγή πιο σημαντικών βλαβών, όπως είναι η αποφλοίωση του σκυροδέματος συνδετήριων δοκών, δαπέδων και η διαρροή του χαλύβδινου οπλισμού τους.

3.2.5 Προσομοίωμα MRF για κοίλες καθιζήσεις

Στο αρχέτυπο MRF με τις κοίλες επιβαλλόμενες καθιζήσεις οι δυσμενέστερες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης για την υπερκατασκευή μετρήθηκαν στο φάτνωμα Φ4 και για τη θεμελίωση το φάτνωμα Φ1 (Σχήμα 3.8).



Σχήμα 3.8: Προσομοίωμα για κοίλες καθιζήσεις για το αρχέτυπο MRF.

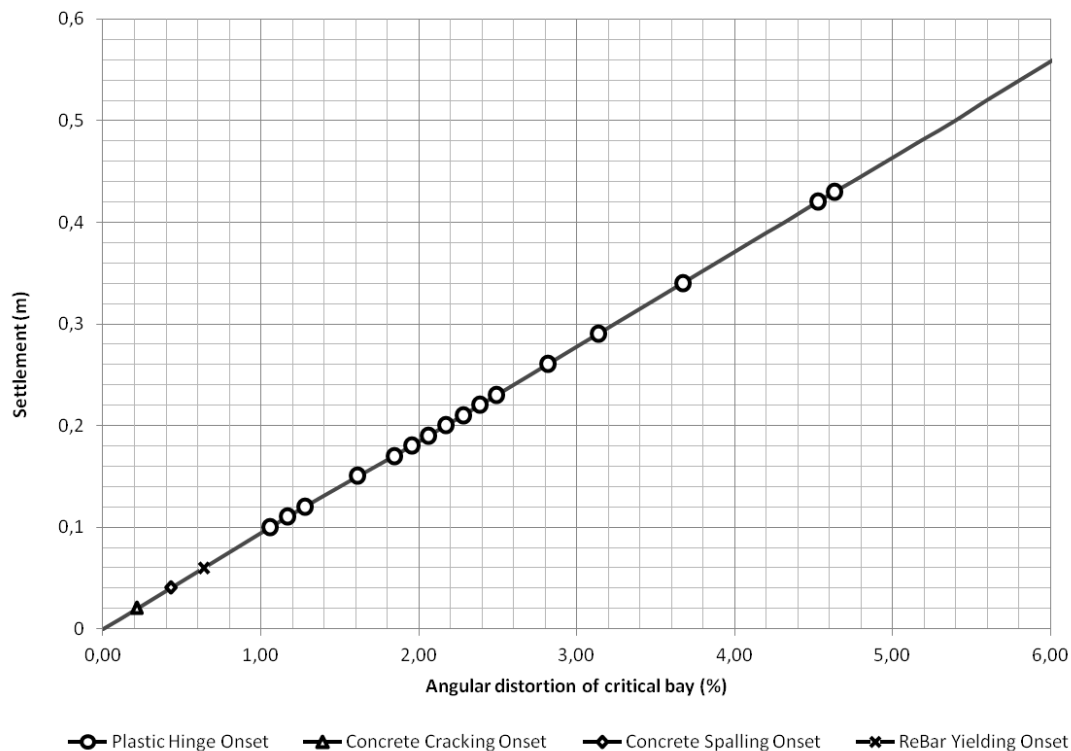
Οι βυθίσεις επιβλήθηκαν στο προσομοίωμα σε μήκος ίσο με την όψη του κτηρίου επί κόμβων που είχαν τοποθετηθεί εδαφικά ελατήρια Winkler. Ακολούθησαν και εδώ οι στάθμες επιτελεστικότητας του αμερικανικού κανονισμού που παρατέθηκαν στο προηγούμενο εδάφιο. Στον πίνακα 3.7 που απεικονίζεται στην επόμενη σελίδα παραθέτονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης, όπου συσχετίζονται οι μέγιστες καθιζήσεις του μεσαίου κόμβου της γενικής κοιτόστρωσης (n128), με τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φαντώματος του ισογείου (Φ1), τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φαντώματος της υπερκατασκευής (Φ4), την κλίση των πατωμάτων των τυπικών ορόφων και τις προκληθείσες βλάβες στα μέλη και τον τύπο αυτών.

Πίνακας 3.7: Αποτελέσματα ανάλυσης επαυξητικών καθιζήσεων για το κτήριο MRF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Performance Criteria		Settlement ρ_{max} (m)	Differential settlement	Angular distortion of the foundation	Angular distortion of the superstructure	Floor Inclination	
Member	Condition	Load Factor	δ (mm)	δ/l (%)	Total at n401(%)	slope (degrees)	slope %
		0	0,0	0,000			
		0,01	6,4	0,105		0,00	-0,09
Found. RC Bm.	Cracking	0,02	12,8	0,210		0,11	-0,06
		0,03	19,2	0,314		0,22	-0,11
Found. RC Bm.	Spalling	0,04	25,6	0,419		0,32	-0,17
		0,05	32,0	0,524		0,43	-0,23
ReBar	yield	0,06	38,3	0,629		0,53	-0,28
		0,07	44,7	0,733		0,64	-0,34
		0,08	51,1	0,838		0,74	-0,40
		0,09	57,5	0,943		0,85	-0,45
bm15, bm11,	yield	0,1	63,9	1,048		0,95	-0,51
bm35, bm31	yield	0,11	70,3	1,152		1,06	-0,57
bm25, bm21	yield	0,12	76,7	1,257		1,16	-0,63
		0,13	83,1	1,362		1,27	-0,68
		0,14	89,5	1,467		1,39	-0,74
col54, col24, bm45	yield	0,15	95,9	1,571		1,50	-0,80
		0,16	102,2	1,676		1,61	-0,86
bm45, bm41	yield	0,17	108,6	1,781		1,73	-0,92
bm14, bm12	yield	0,18	115,0	1,886		1,84	-0,99
bm34, bm32	yield	0,19	121,4	1,990		1,95	-1,05
bm14, bm12, bm32	yield	0,2	127,8	2,095		2,06	-1,11
bm34	yield	0,21	134,2	2,200		2,17	-1,17
bm24, bm 22	yield	0,22	140,6	2,305		2,28	-1,23
col23	yield	0,23	147,0	2,409		2,38	-1,29
		0,24	153,4	2,514		2,49	-1,35
		0,25	159,8	2,619		2,60	-1,41
col53, bm24, bm22	yield	0,26	166,1	2,724		2,71	-1,47
		0,27	172,5	2,828		2,81	-1,53
		0,28	178,9	2,933		2,92	-1,59
col52	yield	0,29	185,3	3,038		3,03	-1,65
		0,3	191,7	3,143		3,13	-1,71
		0,31	198,1	3,247		3,24	-1,77
		0,32	204,5	3,352		3,35	-1,83
		0,33	210,9	3,457		3,45	-1,89
col22	yield	0,34	217,3	3,562		3,56	-1,95
		0,35	223,7	3,666		3,67	-2,01
		0,36	230,0	3,771		3,78	-2,07
		0,37	236,4	3,876		3,88	-2,13
		0,38	242,8	3,981		3,99	-2,19
		0,39	249,2	4,085		4,10	-2,25
		0,4	255,6	4,190		4,20	-2,31
		0,41	262,0	4,295		4,32	-2,37
bm44	yield	0,42	268,4	4,400		4,42	-2,43
bm42	yield	0,43	274,8	4,504		4,53	-2,49
		0,44	281,2	4,609		4,63	-2,55
		0,45	287,6	4,714		4,75	-2,61
		0,46	293,9	4,819		4,86	-2,67
		0,47	300,3	4,923		4,96	-2,73
		0,48	306,7	5,028		5,07	-2,79
		0,49	313,1	5,133		5,18	-2,85
		0,5	319,5	5,238		5,29	-2,91
		0,51	325,9	5,342		5,40	-2,97
		0,52	332,3	5,447		5,50	-3,03
		0,53	338,7	5,552		5,60	-3,09
		0,54	345,1	5,657		5,70	-3,15
		0,55	351,5	5,761		5,81	-3,21
		0,56	357,8	5,866		5,92	-3,27
		0,57	364,2	5,971		6,02	-3,33
		0,58	370,6	6,076		6,13	-3,39
		0,59	377,0	6,180		6,24	-3,45
		0,6	383,4	6,285		6,34	-3,51
						6,45	-3,57

3.2.5.1 Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής και «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας.

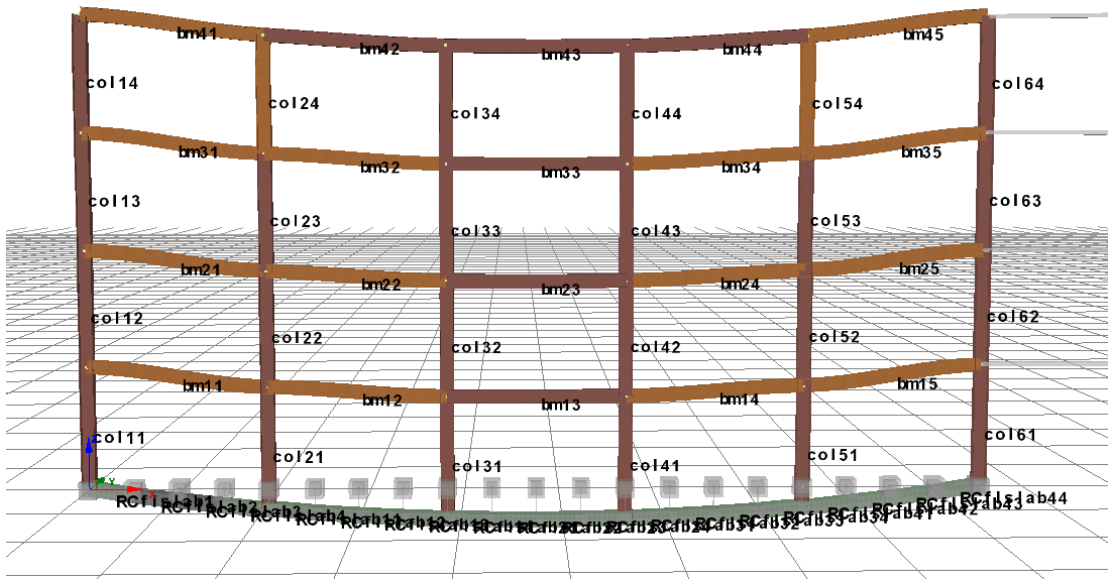
Settlement vs. Angular distortion of the superstructure



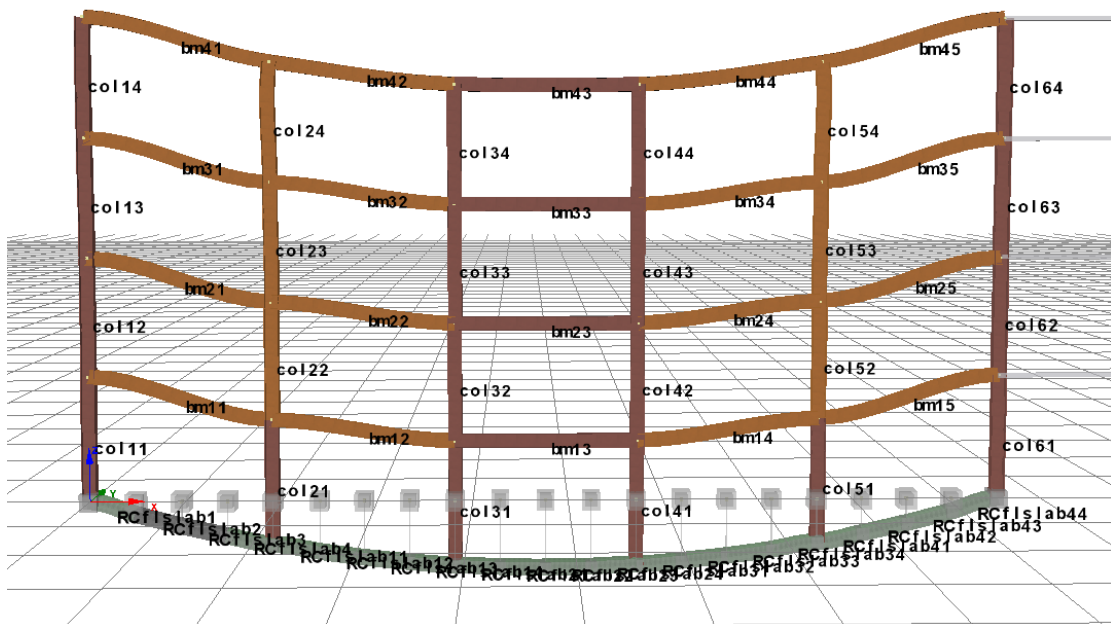
Σχήμα 3.9: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων σε σχέση με την καθίζηση για το αρχέτυπο MRF για τις κοίλες καθιζήσεις.

Παρατηρούμε από τον πίνακα 3.7, αλλά και όπως ευκρινέστερα απεικονίζεται στο σχήμα 3.9 πως σε σχέση με το προηγούμενο αρχέτυπο οι βλάβες μεταπίπτουν σε μικρότερες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων. Πράγμα που θεωρείται ως λογική εξέλιξη καθότι το κτήριο βρίσκεται σε πιο έντονη παραμορφωσιακή κατάσταση. Έτσι ερμηνεύεται η συσσώρευση της έναρξης των πλαστικών αρθρώσεων σε περιοχή χαμηλότερων τιμών στο διάγραμμα. Οι κύριες ενδεικτικές στάθμες γωνιακής παραμόρφωσης του αμερικανικού κανονισμού (S1 - 0,7%, S3 - 2,5% και S5 - 5%) για τις σεισμικές δράσεις που αφορούν παροδικές (transient) δράσεις δεν είναι ξεκάθαρο αν μπορούν άμεσα να εφαρμοστούν, καθότι οι πλαστικές αρθρώσεις εκκινούν λίγο μετά την τιμή 1% της γωνιακής παραμόρφωσης. Για το λόγο αυτό οι στάθμες του κανονισμού που αφορούν μόνιμες παραμορφώσεις (S1 - ~0%, S3 - 1% και S5 - 5%) λόγω σεισμικής δράσης, εμφανίζονται να είναι σε καλύτερη αντιστοιχία με τα κτήρια που έχουν υποστεί μόνιμες παραμορφώσεις στο μέσο. Συγκεκριμένα, ως τη στάθμη ελέγχου S1 (0,7%), τα μέλη του φέροντος οργανισμού της ανωδομής δεν έχουν υποστεί βλάβες και βρίσκονται στην ελαστική τους περιοχή. Με την αύξηση των βελών των καθιζήσεων, προσεγγίζοντας τη στάθμη S3 (1%) για τις «μόνιμες» δράσεις τα μέλη του φορέα εισέρχονται σταδιακά στην ελαστοπλαστική περιοχή. Προσεγγίζοντας τη στάθμη 2,5% έχουμε εκτεταμένο άνοιγμα πλαστικών αρθρώσεων στην πλειονότητα των μελών (σχήμα 3.10). Οι βλάβες εστιάζονται στα άκρα του κτηρίου και είναι συμμετρικές. Οι περισσότερες βλάβες αφορούν δοκούς πλην των δύο στύλων του τελευταίου ορόφου. Στις δοκούς αυτές σύμφωνα με τα αποτελέσματα της ανάλυσης ασκείται μεγαλύτερη ροπή σε σχέση με τις υπόλοιπες που ανήκουν στην ίδια κατακόρυφο. Τόσο η θέση της βλάβης, όσο και η γενικότερη εικόνα των βλαβών του

προσομοιώματος δε δύναται να αντιστοιχηθεί απευθείας με τη στάθμη S3 (2,5%) με τις παροδικές δράσεις και απαιτείται «χαμήλωμα» της οροφής του κτηρίου. Τέλος, βαίνοντας προς τη στάθμη S5 (5%), παρατηρούμε εκδήλωση πλαστικών αρθρώσεων σε άλλους τέσσερις στύλους (2 εκατέρωθεν) και σε δύο δοκούς της οροφής (Σχήμα 3.11). Οι βλάβες παραμένουν συμμετρικές. Η ενδιάμεση «στήλη» φατνωμάτων του κτηρίου έχει πρακτικά παραμείνει ανεπηρέαστη από τις καθιζήσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο φορέας δεν έχει γίνει ακόμα μηχανισμός. Η ανάλυση συνεχίζει για λίγα βήματα ακόμα για γωνιακή παραμόρφωση που υπερβαίνει την στάθμη S5 και το προσομοίωμα οδηγείται σε αριθμητική αστάθεια (κατάρρευση).



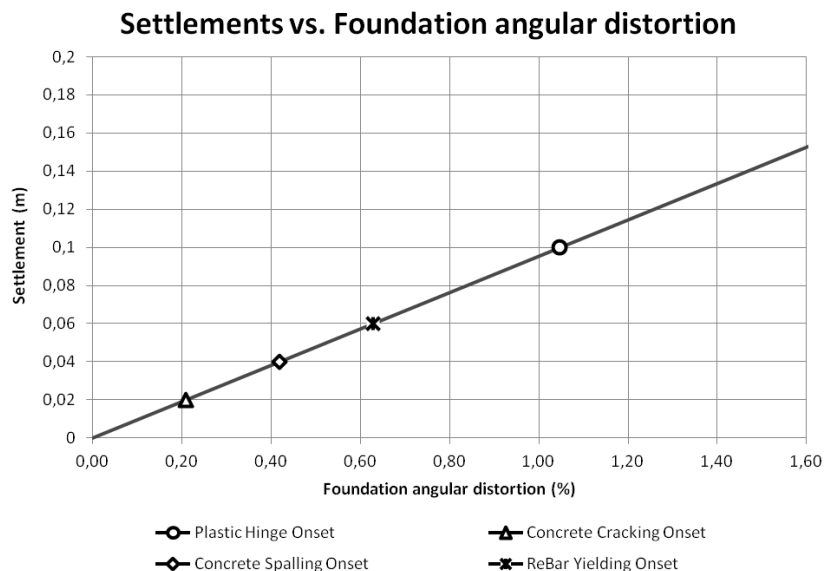
Σχήμα 3.10: Απεικονίζονται οι βλάβες των μελών για 2,50% γωνιακή παραμόρφωση του κρίσιμου φατώματος της υπερκατασκευής και βύθιση μεσαίου κόμβου 0,23m για το αρχέτυπο MRF.



Σχήμα 3.11: Βλάβες μελών για 5,0% γωνιακή παραμόρφωση και βύθιση μεσαίου κόμβου 0,46m για το αρχέτυπο MRF.

Ίδιας μορφής βλάβες στη θεμελίωση παρατηρούνται στην περίπτωση των κοίλων καθιζήσεων και για ίδιες περίπου στάθμες, όπως και στο προσομοίωμα με τις καθιζήσεις «κρέμασης στο άκρο». Συγκεκριμένα, έχουμε δημιουργία και διάδοση ρωγμών στην θεμελίωση (ή σε πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ισογείου) και όσο προσεγγίζεται το όριο 0,7% (S1) λαμβάνει χώρα αποφλοίωση του σκυροδέματος και διαρροή των χαλύβδινων οπλισμών.

3.2.5.2 Γωνιακή παραμόρφωση θεμελίων και εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας.

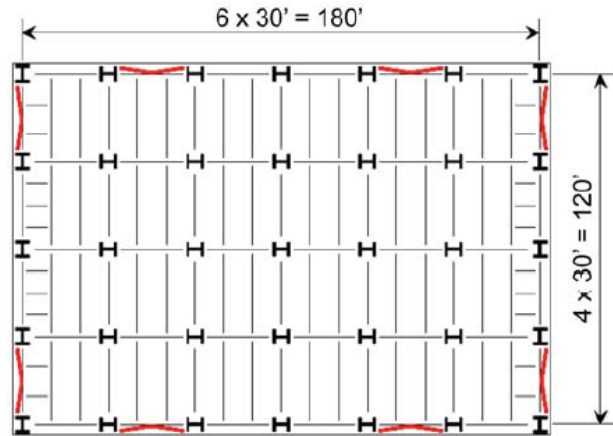


Σχήμα 3.12: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για το αρχέτυπο MRF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Για την αποφυγή βλαβών στον φέροντα οργανισμό προτείνεται γωνιακή παραμόρφωση θεμελίων από τις εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας $\frac{1}{150}$ ($\cong 0,67\%$), η οποία κρίνεται και εδώ ως συντηρητική (αλλά σε μικρότερο βαθμό απ' ότι προηγουμένως) για την υπερκατασκευή της υπό μελέτη περίπτωσης δεδομένου ότι το άνοιγμα πλαστικών αρθρώσεων λαμβάνει χώρα αρκετά αργότερα (σχήμα 3.12). Ταυτόχρονα κρίνεται ανεπαρκής για τη θεμελίωση (πλάκα του ισογείου) αφού έχουν δημιουργηθεί βλάβες, ήτοι διαρροή των οπλισμών και αποφλοίωση του σκυροδέματος για σημαντικά μικρότερες τιμές της. Τέλος, τα στοιχεία της θεμελίωσης αρχίζουν να ρωγματώνονται λίγο μετά τη στάθμη $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$). Συνεπώς, η εμπειρική στάθμη επιτελεστικότητας $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$) κρίνεται οριακά επαρκής για την αποφυγή ρωγμών στη στάθμη της πλάκας του ισογείου. Η αποφλοίωση του σκυροδέματος εκκινεί μετά τη τιμή $\frac{1}{250}$ ($\cong 0,4\%$), επομένως η υιοθέτηση της στάθμης $\frac{1}{300}$ ($\cong 0,33\%$) εμφανίζεται ικανή για την αποφυγή πιο σημαντικών βλαβών, όπως είναι η αποφλοίωση του σκυροδέματος συνδετήριων δοκών, δαπέδων και η διαρροή του χαλύβδινου οπλισμού τους.

3.3 Ανάλυση κτηρίου με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CBF)

Ως βάση των προσομοιωμάτων της ανάλυσης αποτέλεσε ένα 12ώροφο πρότυπο μεταλλικό κτήριο που περιγράφεται στην αναφορά NIST GCR 10-917-8. Λόγω της μη ύπαρξης 4ώροφου προτύπου με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, τροποποιήθηκε το 12ώροφο κάνοντας χρήση των τελευταίων 4 ορόφων. Το κτήριο του οποίου η κάτοψη φαίνεται στο σχήμα 3.13, έχει σχεδιαστεί βάσει προδιαγραφών του AISC 341-05 και του ASCE SEI 7-05. Το κτήριο που επιλέχθηκε ανήκει στην ίδια σεισμική κατηγορία με το αρχέτυπο MRF του προηγούμενου εδαφίου.



Σχήμα 3.13: Κάτοψη 12ώροφου κτηρίου (αρχέτυπο CBF)

Η κάτοψη του κτηρίου είναι ορθογωνική με επιφάνεια $\sim 2006 \text{ m}^2$ και διαστάσεις $140' \times 180'$ ($36,6\text{m} \times 54,9\text{m}$). Η δισδιάστατη ανάλυση πραγματοποιήθηκε και στην περίπτωση αυτή στο πρόγραμμα πεπερασμένων στοιχείων SeismoStruct στο οποίο κατασκευάστηκε προσομοίωμα για την όψη του κτηρίου με μήκος $120'$. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τοποθετημένοι ένας ανά δύο ορόφους. Με τον τρόπο αυτό δημιουργείται ένα πιο άμεσο σύστημα μεταφοράς των σεισμικών δράσεων, αποφεύγονται μεγάλες απότομες δυνάμεις στις δοκούς, όταν οι σύνδεσμοι λυγίζουν και αποφεύγονται οι πιθανές αστοχίες που παρουσιάσουν διαγώνιοι σύνδεσμοι όταν συνδέονται στο μέσο του ορόφου. Τα αρχέτυπα δεν έχουν οριζόντιες μη-κανονικότητες και μπορούν να θεωρηθούν άκαμπτα στο επίπεδο της ανάλυσης. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας είναι τοποθετημένοι στην περίμετρο του κτηρίου, ώστε να απαλειφτούν τυχόν στροφικά φαινόμενα και το κτήριο να είναι κανονικό σε κάτοψη. Παρά το γεγονός της ύπαρξης αρχετύπων με μία ή δύο ομάδες διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας, επιλέχθηκε εκείνο με τις δύο για λόγους συμμετρίας οι οποίοι καθιστούν πιο βολική την ανάλυση των καθιζήσεων. Για τον υπολογισμό των βαρυτικών φορτίων, τα πατώματα των τυπικών ορόφων και της στέγης θεωρούνται σύμμικτα, ως μεταλλικά φύλλα που είναι γεμισμένα με σκυρόδεμα. Το ύψος του πρώτου ορόφου είναι 15 ft (4.57 m) και των υπολοίπων 10 ft (3.05 m), ενώ το μήκος των φανωμάτων είναι 30 ft (9.15m).

Χρησιμοποιήθηκε χάλυβας ASTMA992 και $f_y = 50 \text{ ksi}$ ($\approx 345\text{MPa}$). Θεωρήθηκε μόνιμο φορτίο 85psf ($\approx 415 \text{ kg/m}^2$) ομοιόμορφα κατανεμημένο σε κάθε όροφο και 67psf ($\approx 327,1 \text{ kg/m}^2$) ομοιόμορφα κατανεμημένο στη στέγη. Το ωφέλιμο φορτίο λήφθηκε 50 psf ($\approx 244 \text{ kg/m}^2$) στον τυπικό όροφο και 20 psf ($\approx 97,7 \text{ kg/m}^2$) στην οροφή. Φορτία ανέμου δεν λήφθηκαν υπόψη. Ακολουθούν οι υπολογισμοί των βαρυτικών φορτίων:

3.3.1.1 Φορτία αρχέτυπου CBF

$$A = 36,576 \times 54,864 = 2006,7m^2 \quad (3.21)$$

Φορτιστικός συνδυασμός SLS ($1,0 \times D + 1,0 \times L$)
(Για τα προσομοιώματα επαυξητικών καθιζήσεων)

Φορτίο τυπικού ορόφου:
 $2006,7 \times (1,0 \times 415 + 1,0 \times 244,12) = 1322662,7Kg = 1322,7t \quad (3.22)$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) τυπικού ορόφου:
 $\frac{1}{2} \times 1322,7t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 6487,7kN \quad (3.23)$

Αναγωγή φορτίων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:
 $\frac{1}{5} \times 1332,7t = 264,5 \frac{t}{node} \quad (3.24)$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{7} \times 264,5t = 37,8 \frac{t}{node} \quad (3.25)$$

Φορτίο στέγης:
 $2006,7 \times (1,0 \times 327,12 + 1,0 \times 97,7) = 852490,5Kg = 852,5t \quad (3.26)$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) στέγης:
 $\frac{1}{2} \times 852,5t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 4181,5kN \quad (3.27)$

Αναγωγή φορτίων στέγης σε επικόμβια:
 $\frac{1}{5} \times 852,5t = 170,5 \frac{t}{node} \quad (3.28)$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{7} \times 170,5t = 24,35 \frac{t}{node} \quad (3.29)$$

Φορτιστικός συνδυασμός EQ ($1,0 \times D + 0,3 \times L$)
(Για τις αναλύσεις: ιδιομορφική και συνδυασμό pushover και καθιζήσεων)

Φορτίο τυπικού ορόφου:
 $2006,7 \times (1,0 \times 415 + 0,3 \times 97,7) = 979748,06Kg = 979,7t \quad (3.30)$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) τυπικού ορόφου:
 $\frac{1}{2} \times 979,7t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 4805,7kN \quad (3.31)$

Αναγωγή φορτίων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:
 $\frac{1}{5} \times 979,7t = 196 \frac{t}{node} \quad (3.32)$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{7} \times 196t = 28 \frac{t}{node} \quad (3.33)$$

Φορτίο στέγης:

$$2006,7 \times (1,0 \times 327 + 0,3 \times 97,7) = 715251,7Kg = 715,3t \quad (3.34)$$

Φορτίο στύλου P-δ (leaning column) στέγης:

$$\frac{1}{2} \times 715,3t \times 9,81 \frac{m}{s^2} = 3508,3kN \quad (3.35)$$

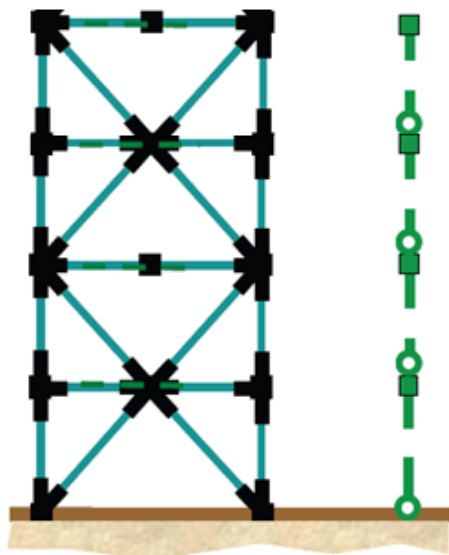
Αναγωγή φορτίων στέγης σε επικόμβια:

$$\frac{1}{6} \times 715,3t = 143,1 \frac{t}{node} \quad (3.36)$$

Εναλλακτικά, αναγωγή φορτίων που αντιστοιχούν σε μία σειρά στύλων τυπικού ορόφου σε επικόμβια:

$$\frac{1}{8} \times 143,1t = 20,4 \frac{t}{node} \quad (3.37)$$

Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας προσομοιώθηκαν ως αρθρωτά συνδεδεμένοι με τα πλαίσια. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι σχεδιάστηκαν παραλαμβάνουν περισσότερο από το 70% των οριζόντιων δυνάμεων και η διατομή τους ήταν κοίλη κυκλική. Οι δοκοί εκτός από τα αξονικά φορτία των διαγώνιων συνδέσμων έφεραν και τα βαρυτικά φορτία της φορτιστικής επιφάνειας που τους αναλογούσε. Οι συνδέσεις δοκών-στύλων που ανήκαν στα ίδια φατνώματα με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας θεωρήθηκαν πλαισιακές συνδέσεις (πακτώσεις), διότι τα γωνιακά ελάσματα για τη σύνδεση των χιαστί προσθέτουν σημαντική δυσκαμψία. Για την απλοποίηση του προσομοιώματος και οι υπόλοιπες συνδέσεις δοκών-στύλων που ανήκαν στην ίδια κατακόρυφη «στήλη» φατνωμάτων με τους διαγώνιους συνδέσμους θεωρήθηκαν πλαισιακές συνδέσεις, σύμφωνα με τις οδηγίες του προτύπου.



Σχήμα 3.14: Δισδιάστατο προσομοίωμα διαγώνιων συνδέσμων και του στύλου P-δ (αρχέτυπο CBF)

Οι υπόλοιπες δοκοί που δεν βρίσκονταν στα πλαίσια με τους συνδέσμους δυσκαμψίας συνδέθηκαν αρθρωτά με τα υποστυλώματα. Οι στύλοι θεωρήθηκαν πακτωμένοι στις εδράσεις τους και ο προσανατολισμός τους ήταν τέτοιος, ώστε να αντιστέκονται στις οριζόντιες δυνάμεις με τον ισχυρό άξονα δυσκαμψίας. Οι διατομές των μελών παρουσιάζονται αναλυτικά στον πίνακα 3.8.

Πίνακας 3.8: Διατομές των δοκών, υποστυλωμάτων του 4-ώροφου μεταλλικού πλαισίου.

Όροφος	Στάθμη (in)	Διατομή δοκών	Διατομή στύλων	Διατομή διαγώνιων συνδέσμων
1	166.55	W18X35	W14X53	CHS6-5/8x0.25
2	322.55	W18X46	W14X53	CHS6-5/8x0.25
3	478.55	W18X35	W12X40	CHS5x0.25
4	634.55	W18X40	W12X40	CHS5x0.25

Άκαμπτες αποστάσεις (Rigid offsets) θεωρήθηκαν στις συνδέσεις δοκών-στύλων και διαγώνιων συνδέσμων με το πλαίσιο για να προσομοιωθεί η τοπική αύξηση της δυσκαμψίας λόγω της επίδρασης των γωνιακών ελασμάτων (κομβοελάσματα). Το ελεύθερο μήκος των μελών θεωρήθηκε πως αντιστοιχεί στο 70% του αρχικού τους μήκους. Λόγω αδυναμίας του προγράμματος να προσομοιώσει επαρκώς τον λυγισμό, οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που ευρίσκονται σε θλιπτική εντατική κατάσταση ρυθμίστηκαν με τέτοιο τρόπο οι ιδιότητές τους ώστε μετά το κρίσιμο φορτίο λυγισμού να εκδηλώνουν «πλαστικό» οροπέδιο αντοχής με κράτυνση 5%. Συνεπώς για τη ρύθμιση των ιδιοτήτων των υλικών και για την παρακολούθηση της έναρξης λυγισμού των διαγώνιων συνδέσμων δυσκαμψίας (κυκλικής διατομής) μέσω των αποτελεσμάτων του προγράμματος προσομοίωσης, υπολογίστηκε το κρίσιμο φορτίο λυγισμού με τη χρήση των σχέσεων της δοκού Euler.

Για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CHS6-5/8x0.25) των ορόφων 1 και 2, το φορτίο λυγισμού είναι:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_{eff}^2} = \frac{\pi^2 \times 2120,668 kNm^2}{4,52^2} = 1024,5 kN \quad (3.38)$$

και το φορτίο διαρροής σε θλίψη: $P_{comp} = 1024 kN$ για τάση διαρροής χάλυβα $F_y = 46 ksi$ (317,16MPa). Για τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας (CHS5x0.25) των ορόφων 3 και 4, το φορτίο λυγισμού είναι:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times E \times I}{l_{eff}^2} = \frac{\pi^2 \times 878,308 kNm^2}{4,52^2} = 424,3 kN \quad (3.39)$$

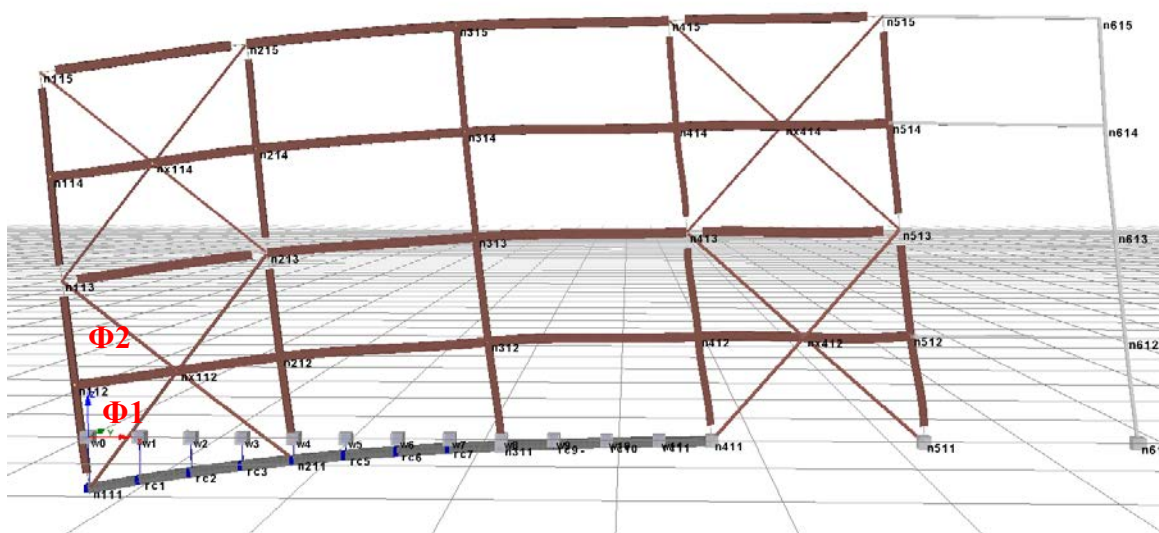
και το φορτίο διαρροής σε θλίψη: $P_{comp} = 763 kN$ για τάση διαρροής χάλυβα $F_y = 46 ksi$ (317,16MPa).

Επομένως, όπως προκύπτει από τις σχέσεις 3.38 και 3.39 απαιτήθηκε ρύθμιση μόνο των ιδιοτήτων των διαγώνιων συνδέσμων των ορόφων 3 και 4.

Τα φαινόμενα P-δ προσομοιώθηκαν με τη χρήση στύλου P-δ (leaning column) που είχε δυσκαμψία ίση με το πολλαπλάσιο της δυσκαμψίας των βαρυντικών στύλων που αντιστοιχούσαν στο ήμισυ του κτηρίου (δηλ., είχε άπειρη ατένεια και ελάχιστη δυσκαμψία). Ο στύλος P-δ συνδέθηκε με τους αντίστοιχους κόμβους του κτηρίου μέσω άκαμπτων συνδέσμων που επέβαλαν ίσες μετακινήσεις μόνο κατά τον άξονα x. Στο στύλο P-δ ασκήθηκαν κατακόρυφα φορτία στη στάθμη κάθε ορόφου ίσα με το ήμισυ των συνολικών βαρυντικών φορτίων. Ακολουθήθηκε η ίδια τακτική αναφορικά με τους φορτιστικούς συνδυασμούς λειτουργικότητας και σεισμού όπως περιγράφηκαν στο προηγούμενο εδάφιο.

3.3.2 Προσομοίωμα CBF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»

Όπως αναφέρθηκε προηγουμένως κρίσιμη παράμετρος της ανάλυσης ήταν ο έλεγχος της γωνιακής παραμόρφωσης είτε της υπερκατασκευής, είτε των θεμελίων. Για το λόγο αυτό επιλέχθηκε το δυσμενέστερο σημείο, κατόπιν σύγκρισης όλων των ανοιγμάτων των ορόφων, όπου η γωνιακή παραμόρφωση λαμβάνει τη μέγιστη τιμή. Στην περίπτωση του αρχετύπου CBF για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» οι δυσμενέστερες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης της υπερκατασκευής μετρήθηκαν στο φάτνωμα Φ2 και για τη θεμελίωση στο φάτνωμα Φ1 (Σχήμα 3.15).



Σχήμα 3.15: Προσομοίωμα για καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» για το αρχέτυπο CBF.

Οι βυθίσεις επιβλήθηκαν στο προσομοίωμα σε μήκος ίσο με το ήμισυ της όψης του κτηρίου επί κόμβων που είχαν τοποθετηθεί εδαφικά ελατήρια Winkler. Η σταθερά των ελατηρίων ήταν και σ' αυτήν την περίπτωση $15 \frac{kN}{m^3}$ σύμφωνα με όσα περιγράφηκαν σε προηγούμενο εδάφιο. Οι στάθμες επιτελεστικότητας που υιοθετήθηκαν για τα προσομοιώματα των κτηρίων με τους διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας βασίζονται στον αμερικανικό κανονισμό και διαφέρουν από αυτά που υιοθετήθηκαν για τα προσομοιώματα με τα πλαίσια ροπής. Επίσης διαφοροποιημένη είναι και η στάθμη μεγίστων κλίσεων όπου η τιμή της διαμορφώθηκε στο 0,60%. Στον πίνακα 3.9 απεικονίζεται η χρωματική σύμβαση που τους έχει αποδοθεί χάριν διευκόλυνσης της παρουσίασης καθώς και οι τιμές των σταθμών.

Πίνακας 3.9: Στάθμες επιτελεστικότητας για την υπερκατασκευή βάσει των αμερικανικών κανονισμών για τα κτήρια CBF.

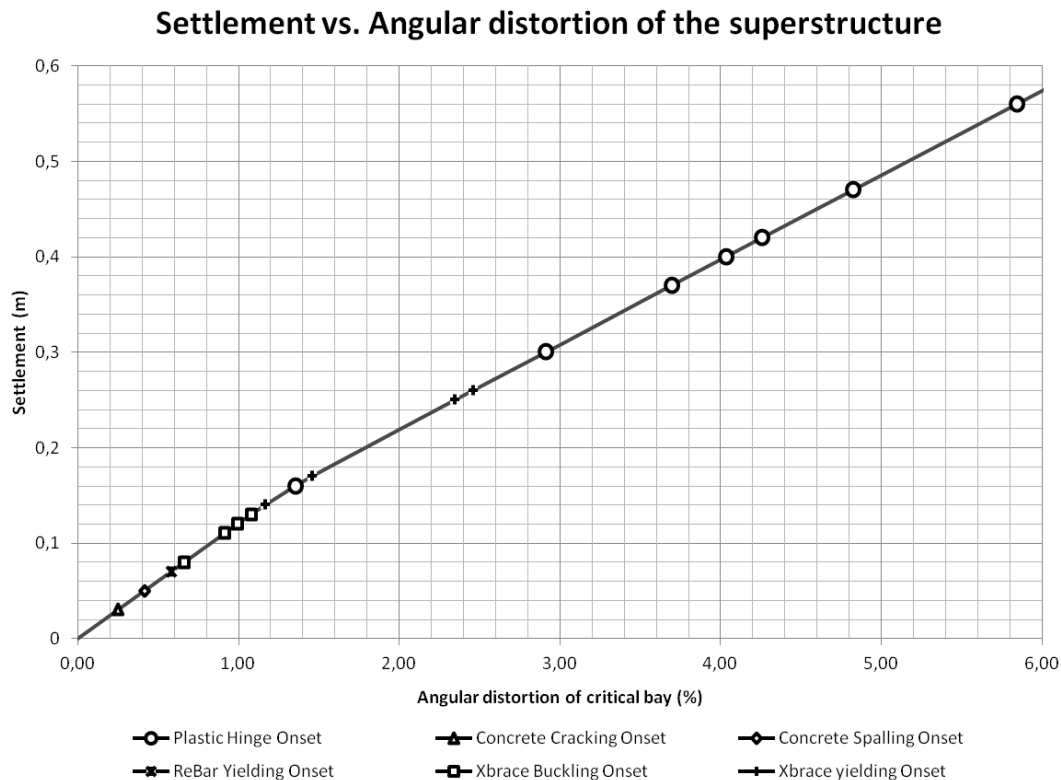
Στάθμες επιτελεστικότητας για CBFs	
Άμεση επανα-κατοίκηση S-1:	0,50%
Προστασία ζωής S-3:	1,50%
Αποφυγή κατάρρευσης S-5:	2%
Όριο αποδεκτών κλίσεων:	0,60%

Από τις εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας που αναφέρονται στη βιβλιογραφία για τη γωνιακή παραμόρφωση κατασκευών και της θεμελίωσης, υιοθετήθηκαν όσες αναφέρθηκαν στο εδάφιο §3.2.3. Σημειώνεται ότι και σε όλα τα προσομοιώματα CBF οι κλίσεις των οριζόντιων μελών ήταν πάντοτε δυσμενέστερες από τις αποκλίσεις των στύλων από την κατακόρυφο. Στον πίνακα 3.10 που απεικονίζεται στην επόμενη σελίδα συσχετίζονται, οι μέγιστες καθιζήσεις του ακραίου κόμβου της γενικής κοιτόστρωσης (n111), με τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φατνώματος του ισογείου (Φ1), τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φατνώματος της υπερκατασκευής (Φ2), την κλίση των πατωμάτων των τυπικών ορόφων και τις προκληθείσες βλάβες στα μέλη και τον τύπο αυτών.

Πίνακας 3.10: Αποτελέσματα ανάλυσης επαυξητικών καθιζήσεων τύπου «κρέμασης στο άκρο» για το κτήριο CBF.

Performance Criteria		Settlement ρ_{max} (m)	Differential settlement	Angular distortion of the foundation	Angular distortion of the superstructure	Floor Inclination	
Member	Condition	Load Factor	δ (mm)	δ/l (%)	Total at n112(%)	slope (degrees)	slope %
		0	0,0	0,000	0,00	0,04	0,08
		0,01	5,8	0,058	0,08	0,03	0,05
		0,02	11,6	0,116	0,17	0,06	0,11
Found.RC.Bm.	Con. Cracking	0,03	17,3	0,173	0,25	0,09	0,16
		0,04	23,1	0,231	0,33	0,12	0,21
Found.RC.Bm.	Con. Spalling	0,05	28,9	0,289	0,41	0,15	0,27
		0,06	34,7	0,347	0,50	0,18	0,32
ReBar	yielding	0,07	40,5	0,405	0,58	0,21	0,37
UB1, UB3	buckling	0,08	46,2	0,462	0,66	0,24	0,43
		0,09	52,0	0,520	0,75	0,27	0,48
		0,1	57,8	0,578	0,83	0,31	0,53
LB4, UB4	buckling	0,11	63,6	0,636	0,91	0,34	0,59
UB2, LB2	buckling	0,12	69,4	0,694	0,99	0,37	0,64
LB3, LB1	buckling	0,13	75,1	0,751	1,08	0,40	0,69
LB7	yielding	0,14	80,9	0,809	1,17	0,43	0,75
		0,15	86,7	0,867	1,26	0,46	0,80
col511	plastic hinge	0,16	92,5	0,925	1,35	0,49	0,86
LB8, UB5, UB7	yielding	0,17	98,3	0,983	1,46	0,52	0,91
		0,18	104,0	1,040	1,57	0,55	0,97
		0,19	109,8	1,098	1,68	0,59	1,02
		0,2	115,6	1,156	1,79	0,62	1,08
		0,21	121,4	1,214	1,90	0,65	1,14
		0,22	127,2	1,272	2,01	0,68	1,19
		0,23	132,9	1,329	2,12	0,72	1,25
		0,24	138,7	1,387	2,23	0,75	1,31
UB8	yielding	0,25	144,5	1,445	2,34	0,78	1,36
UB6	yielding	0,26	150,3	1,503	2,46	0,81	1,42
		0,27	156,1	1,561	2,57	0,85	1,48
		0,28	161,8	1,618	2,68	0,88	1,54
		0,29	167,6	1,676	2,80	0,91	1,59
col111	plastic hinge	0,3	173,4	1,734	2,91	0,95	1,65
		0,31	179,2	1,792	3,02	0,98	1,71
		0,32	185,0	1,850	3,14	1,01	1,77
		0,33	190,7	1,907	3,25	1,04	1,82
		0,34	196,5	1,965	3,36	1,08	1,88
		0,35	202,3	2,023	3,47	1,11	1,94
		0,36	208,1	2,081	3,58	1,14	2,00
col512	plastic hinge	0,37	213,9	2,139	3,69	1,18	2,05
		0,38	219,6	2,196	3,80	1,21	2,11
		0,39	225,4	2,254	3,92	1,24	2,17
bmx412b	plastic hinge	0,4	231,2	2,312	4,03	1,28	2,23
		0,41	237,0	2,370	4,14	1,31	2,28
bmx413	plastic hinge	0,42	242,8	2,428	4,26	1,34	2,34
		0,43	248,5	2,485	4,37	1,37	2,40
		0,44	254,3	2,543	4,48	1,41	2,46
		0,45	260,1	2,601	4,60	1,44	2,51
		0,46	265,9	2,659	4,71	1,47	2,57
col311	plastic hinge	0,47	271,7	2,717	4,82	1,51	2,63
		0,48	277,4	2,774	4,94	1,54	2,69
		0,49	283,2	2,832	5,05	1,57	2,74
		0,5	289,0	2,890	5,16	1,60	2,80
		0,51	294,8	2,948	5,28	1,64	2,86
		0,52	300,6	3,006	5,39	1,67	2,91
		0,53	306,3	3,063	5,50	1,70	2,97
		0,54	312,1	3,121	5,62	1,74	3,03
		0,55	317,9	3,179	5,73	1,77	3,09
col513	plastic hinge	0,56	323,7	3,237	5,84	1,80	3,14
		0,57	329,5	3,295	5,95	1,83	3,20
		0,58	335,2	3,352	6,07	1,87	3,26
		0,59	341,0	3,410	6,18	1,90	3,32
bmx312	plastic hinge	0,6	346,8	3,468	6,29	1,93	3,37

3.3.2.1 Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής και «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας

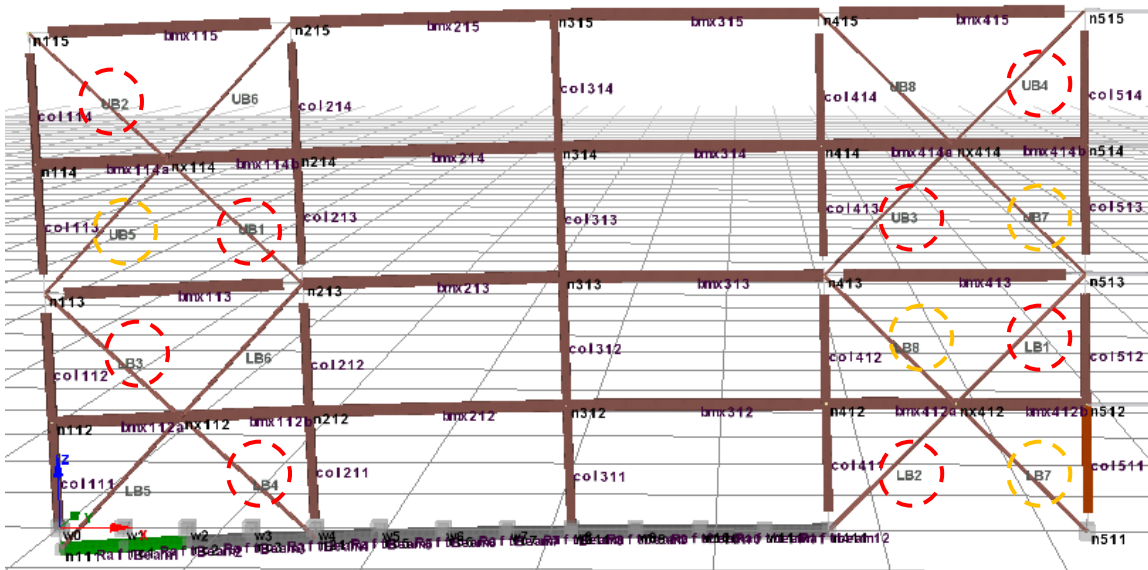


Σχήμα 3.16: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων σε σχέση με την καθίζηση για το αρχέτυπο CBF με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο».

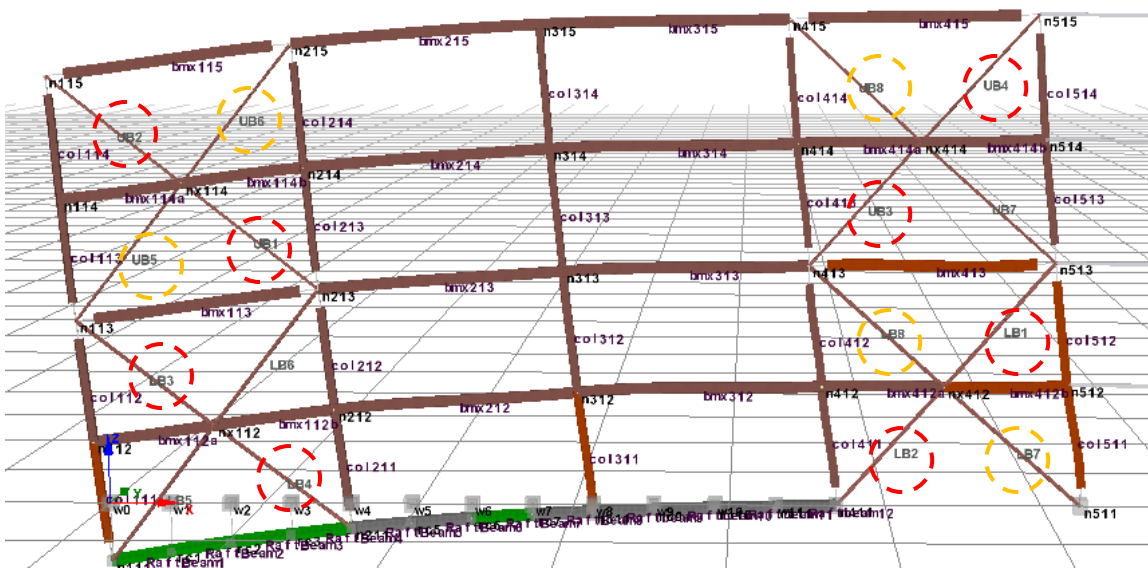
Οι κύριες ενδεικτικές στάθμες γωνιακής παραμόρφωσης του αμερικανικού κανονισμού (S1 - 0,5%, S3 - 1,5% και S5 - 2%) για τις σεισμικές δράσεις σε κτήρια με διαγώνιους συνδέσμους αφορούν παροδικές (transient) δράσεις και αυτές που αφορούν μόνιμες παραμορφώσεις έχουν μικρότερες τιμές (S1 - ~0%, S3 - 0,5% και S5 - 2%). Παρόλα αυτά παρατηρούμε από τον πίνακα 3.10, αλλά και όπως ευκρινέστερα απεικονίζεται στο σχήμα 3.16 πως δύναται να υπάρξει αντιστοιχία και εφαρμογή των «παροδικών» σταθμών γωνιακών παραμορφώσεων του κανονισμού για τις σεισμικές δράσεις στις βλάβες που προκαλούνται από καθιζήσεις σε μεταλλικά κτίρια με συνδέσμους δυσκαμψίας. Συγκεκριμένα, ως τη στάθμη ελέγχου S1 (πράσινα κελία στον πίνακα), τα μέλη του φέροντος οργανισμού της ανωδομής δεν έχουν υποστεί βλάβες και βρίσκονται στην ελαστική τους περιοχή. Με την αύξηση των βελών των καθιζήσεων, προσεγγίζοντας τη στάθμη S3 (1,5%) αρχικά λυγίζουν οι διαγώνιοι σύνδεσμοι του 3^{ου} ορόφου που βρίσκονται στα δύο άκρα του κτηρίου (σχήμα 3.17) και αμέσως μετά ακολουθούν και οι υπόλοιποι. Όσοι διαγώνιοι σύνδεσμοι βρίσκονται σε εφελκυστική εντατική κατάσταση εισέρχονται στην πλαστική περιοχή τους ακριβώς μετά τον λυγισμό εκείνων που ευρίσκονται σε καθεστώς θλίψης. Επίσης έχουμε δημιουργία πλαστικής άρθρωσης στον ακριανό στύλο του ισογείου (col511) που βρίσκεται στην άλλη πλευρά του κτηρίου μακριά από την περιοχή των μέγιστων επιβαλλόμενων καθιζήσεων. Τόσο η θέση της βλάβης, όσο και η γενικότερη εικόνα των βλαβών του προσομοιώματος δύναται να αντιστοιχηθεί στη περιγραφή του κανονισμού για τη στάθμη S3. Τέλος, βαίνοντας προς τη στάθμη S5 (2%), δεν παρατηρούμε αλλαγή της εικόνας των βλαβών, αφού δεν λαμβάνουν χώρα νέες διαρροές μελών. Η ανάλυση συνεχίζει για αρκετά βήματα ακόμα για γωνιακή παραμόρφωση που υπερβαίνει την στάθμη 5%, όπου έχουμε γενικευμένες βλάβες υπό το άνοιγμα πέντε νέων πλαστικών αρθρώσεων και δύο εφελκυστικών διαρροών διαγωνίων

συνδέσμων. Οι νέες βλάβες εντοπίζονται κυρίως στους κάτω ορόφους της δεξιάς πλευράς του κτηρίου (σχήμα 3.18). Αξίζει να σημειωθεί ότι γενικά στο ενδιάμεσο τμήμα του κτηρίου δεν έχουν παρουσιαστεί βλάβες, πλην του στύλου col311 στον πόδα του οποίου έχει σχηματιστεί πλαστική άρθρωση. Γενικά οι βλάβες στην περίπτωση του αρχέτυπου CBF ακολουθούν την ίδια κατανομή στις δύο άκρες της όψης του κτηρίου, όπως και στο αρχέτυπο MRF, ανεξάρτητα με αν οι καθιζήσεις επεβλήθησαν μόνο στο ένα άκρο. Στο αρχέτυπο CBF οι βλάβες εμφανίζονται ως πιο «συμμετρικές».

Σημειώνεται ότι οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας που έχουν υποστεί λυγισμό απεικονίζονται εγγεγραμμένοι σε κυκλικό περίγραμμα κόκκινου χρώματος και αυτοί που έχουν υποστεί διαρροή εφελκυσμού είναι εγγεγραμμένοι σε κυκλικό περίγραμμα κίτρινου χρώματος (σχήματα 3.17&18).



Σχήμα 3.17: Απεικονίζονται οι βλάβες των μελών για 1,50% γωνιακή παραμόρφωση του κρίσιμου φατνώματος της υπερκατασκευής και βύθιση άκρου 0,17m για το αρχέτυπο CBF.



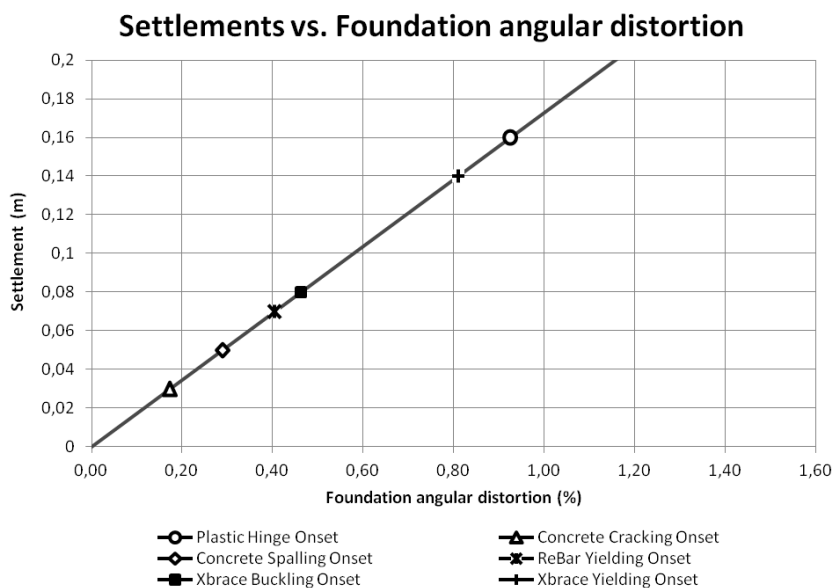
Σχήμα 3.18: Βλάβες μελών για 5,0% γωνιακή παραμόρφωση και βύθιση άκρου 0,49m για το αρχέτυπο CBF.

Αναφορικά με την θεμελίωση (πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ισογείου) έχουμε δημιουργία και διάδοση ρωγμών στο 0,25% της γωνιακής παραμόρφωσης και όσο

προσεγγίζεται το όριο 0,5% (S1) λαμβάνει χώρα αποφλοιώση του σκυροδέματος. Η διαρροή των χαλύβδινων οπλισμών λαμβάνει χώρα αφού ξεπεραστεί η στάθμη S1.

3.3.2.2 Γωνιακή παραμόρφωση θεμελίων και εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας

Βάσει των εμπειρικών σταθμών επιτελεστικότητας για την αποφυγή βλαβών στους διαγωνίους συνδέσμους δυσκαμψίας προτείνεται η γωνιακή παραμόρφωση των θεμελίων να μην υπερβαίνει την τιμή $\frac{1}{600}$ ($\cong 0,167\%$), η οποία αποδεικνύεται πράγματι ικανή για την αποφυγή λυγισμού στα μέλη της κατασκευής, αλλά κρίνεται μάλλον συντηρητική καθότι ο λυγισμός λαμβάνει χώρα σε 3-πλάσιες τιμές περίπου της στάθμης (σχήμα 3.19). Για την αποφυγή λοιπόν βλαβών στον φέροντα οργανισμό η στάθμη $\frac{1}{150}$ ($\cong 0,67\%$) κρίνεται επαρκής για την αποφυγή ανοίγματος πλαστικών αρθρώσεων και διαρροής των διαγωνίων συνδέσμων που ευρίσκονται σε εφελκυστική εντατική κατάσταση. Τα στοιχεία της θεμελίωσης (πλάκα του ισογείου) αρχίζουν να ρωγματώνονται πριν τη στάθμη $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$). Συνεπώς, η εμπειρική στάθμη επιτελεστικότητας $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$) κρίνεται ανεπαρκής για την αποφυγή ρωγμών στη στάθμη της πλάκας του ισογείου. Η στάθμη $\frac{1}{300}$ ($\cong 0,33\%$), εμφανίζεται οριακά επαρκής για την αποφυγή σημαντικότερων βλαβών, όπως η διαρροή των οπλισμών και αποφλοιώση του σκυροδέματος.

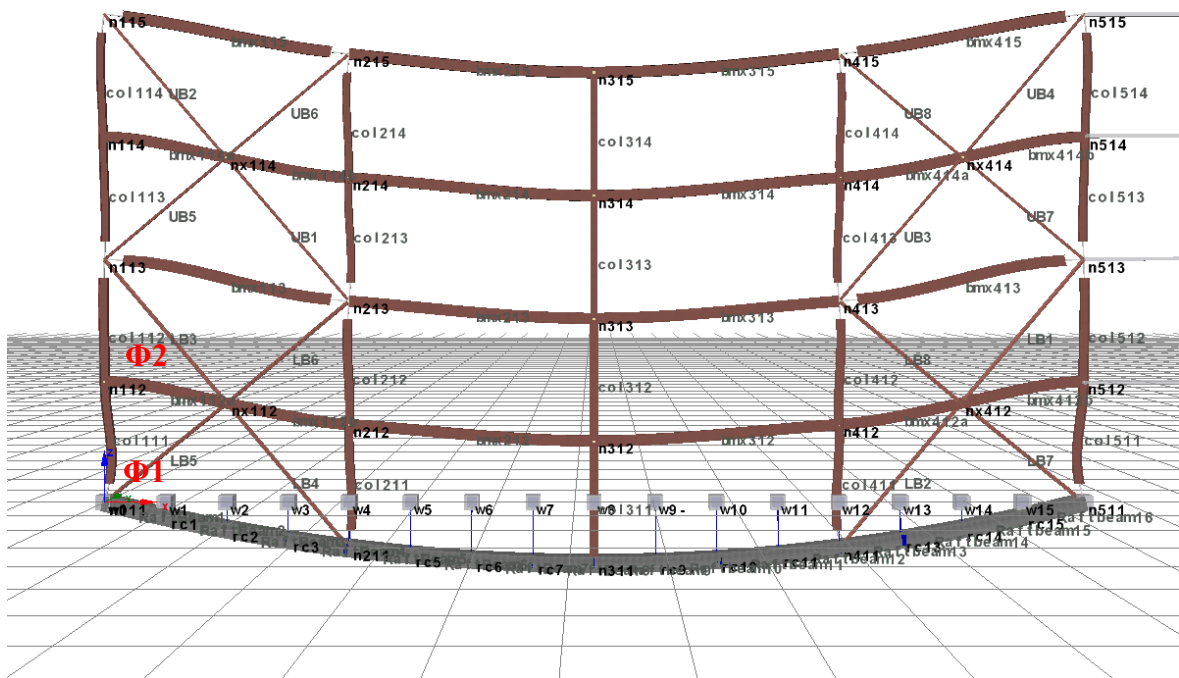


Σχήμα 3.19: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για το αρχέτυπο CBF με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο».

Το συμπέρασμα που δύναται να εξαχθεί για τον εν λόγω συνδυασμό τύπο κτηρίου και καθιζήσεων είναι, ότι ενώ υπάρχει συμβατότητα ανάμεσα στις παρατηρούμενες βλάβες, τη συμπεριφορά του κτηρίου και στα όσα περιγράφονται από τον κανονισμό για τις πρώτες δύο στάθμες επιτελεστικότητας (S1 και S3 για τις «παροδικές» δράσεις), εντούτοις το κτήριο εμφανίζεται να έχει απόθεμα αντοχής και μπορεί να δεχτεί σημαντικά μεγαλύτερες παραμορφώσεις από τη στάθμη 2%. Συγκεκριμένα το προσομοίωμά μας συνεχίζει να υφίσταται επιπρόσθετες βλάβες υπό τη μορφή εφελκυστικής διαρροής διαγωνίων συνδέσμων και ανοίγματος πλαστικών αρθρώσεων ακόμα και για στάθμες που υπερβαίνουν το 5%.

3.3.3 Προσομοίωμα CBF για κοίλες καθιζήσεις

Αρχική ενέργεια που έλαβε χώρα και κατά την ανάλυση του αρχετύπου CBF με τις κοίλες καθιζήσεις ήταν ο έλεγχος της γωνιακής παραμόρφωσης είτε της ανωδομής, είτε των θεμελίων προς αναζήτηση των δυσμενέστερων τιμών. Κατόπιν του ελέγχου οι δυσμενέστερες τιμές αναφορικά με την ανωδομή μετρήθηκαν στο φάτνωμα Φ2 και για τη θεμελίωση το φάτνωμα Φ1 (Σχήμα 3.20). Παρατηρείται δε ότι παρά το γεγονός ότι και στις δύο ομάδες προσομοιωμάτων (MRF και CBF) χρησιμοποιήθηκαν οι ίδιες εξισώσεις πολυωνύμων για το προφίλ των καθιζήσεων, οι δυσμενέστερες θέσεις των γωνιακών παραμορφώσεων διαφέρουν από αρχέτυπο σε αρχέτυπο, αλλά παραμένουν σταθερές εντός της ίδιας ομάδας αρχετύπου. Εμφανίζεται ότι τα πλέον εύκαμπτα κτήρια με τα πλαίσια ροπής τείνουν να εκδηλώνουν τις γωνιακές παραμορφώσεις σε υψηλότερες στάθμες ορόφων, ενώ συμβαίνει το αντίθετο με τα κτήρια με τους συνδέσμους δυσκαμψίας.



Σχήμα 3.20: Προσομοίωμα για κοίλες καθιζήσεις για το αρχέτυπο CBF.

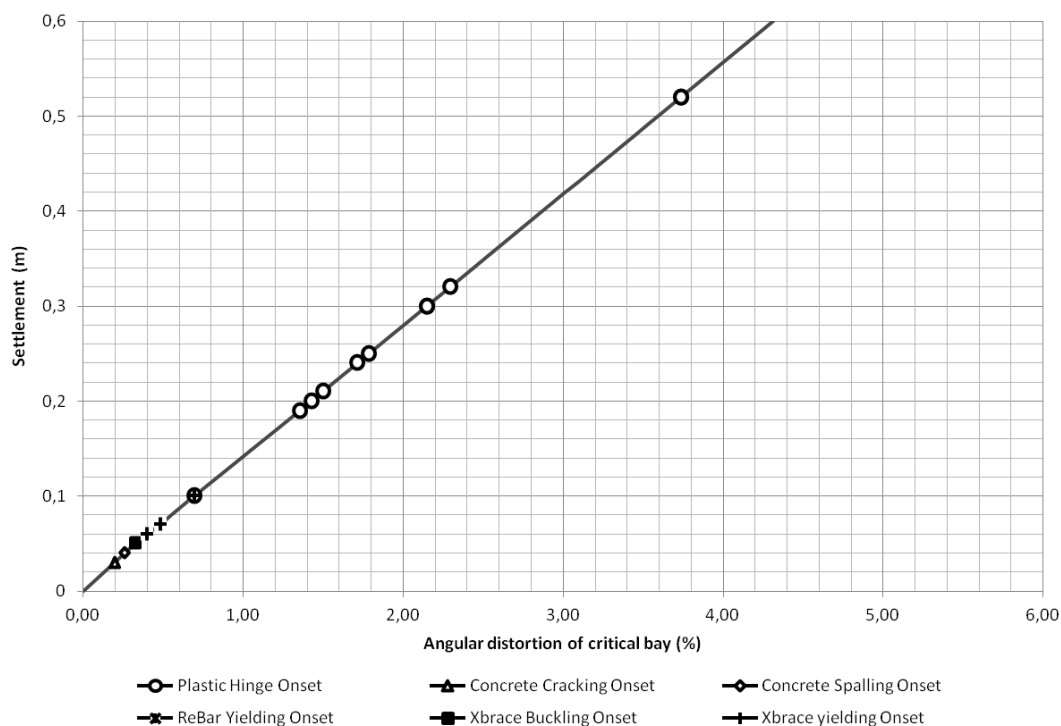
Οι βυθίσεις επιβλήθηκαν στο προσομοίωμα αντιστοιχούσαν σε μήκος ίσο με την όψη του κτηρίου επί κόμβων που είχαν τοποθετηθεί εδαφικά ελατήρια Winkler. Οι ακραίοι εδαφικοί κόμβοι είχαν περιορισμούς σε όλους τους βαθμούς ελευθερίας πλην της στροφής κάθετα στο επίπεδο. Οποιοδήποτε απόπειρα προσομοίωσης με συνδυασμό άρθρωσης-κύλισης οδηγούσε σε αριθμητική αστάθεια. Ακολουθήθηκαν και εδώ οι στάθμες επιτελεσματικότητας του αμερικανικού κανονισμού που παρατέθηκαν σε προηγούμενο εδάφιο (§3.3.1). Στον πίνακα 3.11 που απεικονίζεται στην επόμενη σελίδα παραθέτονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης όπου συσχετίζονται, οι μέγιστες καθιζήσεις του μεσαίου κόμβου της γενικής κοιτόστρωσης (n311), με τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φαντώματος του ισογείου (Φ1), τη γωνιακή παραμόρφωση του δυσμενέστερου φαντώματος της υπερκατασκευής (Φ2), την κλίση των πατωμάτων των τυπικών ορόφων και τις προκληθείσες βλάβες στα μέλη και τον τύπο αυτών.

Πίνακας 3.11: Αποτελέσματα ανάλυσης επαυξητικών καθιζήσεων για το κτήριο CBF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Performance Criteria		Settlement ρ_{max} (m)	Differential settlement	Angular distortion of the foundation	Angular distortion of the	Floor Inclination	
Member	Condition	Load Factor	δ (mm)	δ/l (%)	Total at n112(%)	slope (degrees)	slope %
		0	0,0	0,000	0,00	-0,02	-0,04
		0,01	7,5	0,075	0,06	-0,04	-0,06
		0,02	15,0	0,150	0,13	-0,07	-0,13
Found RC. Bm.	cracking	0,03	22,5	0,225	0,19	-0,11	-0,19
Found. RC. Bm., UB5, UB6, UB7, UB8	spalling	0,04	30,0	0,300	0,26	-0,15	-0,25
LB5, LB7	buckling	0,05	37,6	0,376	0,32	-0,18	-0,32
LB4, LB2	yielding	0,06	45,1	0,451	0,40	-0,22	-0,38
LB1, LB3, UB3, UB1 ReBar, LB6, LB8	yielding	0,07	52,6	0,526	0,48	-0,26	-0,45
		0,08	60,1	0,601	0,55	-0,30	-0,52
		0,09	67,6	0,676	0,62	-0,34	-0,59
col411, col211, UB2, UB4	pl. Hinge, yielding	0,1	75,1	0,751	0,69	-0,38	-0,66
		0,11	82,6	0,826	0,76	-0,42	-0,73
		0,12	90,1	0,901	0,84	-0,46	-0,81
		0,13	97,6	0,976	0,91	-0,50	-0,88
		0,14	105,1	1,051	0,99	-0,54	-0,95
		0,15	112,7	1,127	1,06	-0,59	-1,02
		0,16	120,2	1,202	1,13	-0,63	-1,09
		0,17	127,7	1,277	1,21	-0,67	-1,16
		0,18	135,2	1,352	1,28	-0,71	-1,23
col412, col212	pl. Hinge	0,19	142,7	1,427	1,35	-0,75	-1,31
bmx412b, col411, bmx112a, col211	pl. Hinge	0,2	150,2	1,502	1,42	-0,79	-1,38
bmx412a, bmx112b	pl. Hinge	0,21	157,7	1,577	1,50	-0,83	-1,45
		0,22	165,2	1,652	1,57	-0,87	-1,52
		0,23	172,7	1,727	1,64	-0,91	-1,59
bmx113, bmx413	pl. Hinge	0,24	180,2	1,802	1,71	-0,95	-1,66
bmx414a, bmx414b, col414, bmx112b, col214, bmx114b,	pl. Hinge	0,25	187,8	1,878	1,78	-0,99	-1,73
		0,26	195,3	1,953	1,86	-1,03	-1,80
		0,27	202,8	2,028	1,93	-1,07	-1,87
		0,28	210,3	2,103	2,00	-1,11	-1,94
		0,29	217,8	2,178	2,07	-1,15	-2,02
bmx413, bmx213	pl. Hinge	0,3	225,3	2,253	2,15	-1,20	-2,09
		0,31	232,8	2,328	2,22	-1,24	-2,16
col412, col212	pl. Hinge	0,32	240,3	2,403	2,29	-1,28	-2,23
		0,33	247,8	2,478	2,36	-1,32	-2,30
		0,34	255,3	2,553	2,44	-1,36	-2,37
		0,35	262,9	2,629	2,51	-1,40	-2,45
		0,36	270,4	2,704	2,58	-1,44	-2,52
		0,37	277,9	2,779	2,65	-1,48	-2,59
		0,38	285,4	2,854	2,72	-1,52	-2,66
		0,39	292,9	2,929	2,80	-1,56	-2,73
		0,4	300,4	3,004	2,87	-1,61	-2,80
		0,41	307,9	3,079	2,94	-1,65	-2,87
		0,42	315,4	3,154	3,01	-1,69	-2,95
		0,43	322,9	3,229	3,09	-1,73	-3,02
		0,44	330,4	3,304	3,16	-1,77	-3,09
		0,45	338,0	3,380	3,23	-1,81	-3,16
		0,46	345,5	3,455	3,30	-1,85	-3,23
		0,47	353,0	3,530	3,38	-1,89	-3,30
		0,48	360,5	3,605	3,45	-1,93	-3,38
		0,49	368,0	3,680	3,52	-1,97	-3,45
		0,5	375,5	3,755	3,59	-2,02	-3,52
		0,51	383,0	3,830	3,66	-2,06	-3,59
col514, col114	pl. Hinge	0,52	390,5	3,905	3,73	-2,10	-3,66
		0,53	398,0	3,980	3,81	-2,14	-3,73
		0,54	405,5	4,055	3,88	-2,18	-3,80
		0,55	413,1	4,131	3,95	-2,22	-3,87
		0,56	420,6	4,206	4,02	-2,26	-3,95
		0,57	428,1	4,281	4,09	-2,30	-4,02
		0,58	435,6	4,356	4,17	-2,34	-4,09
		0,59	443,1	4,431	4,24	-2,38	-4,16
		0,6	450,6	4,506	4,31	-2,42	-4,23

3.3.3.1 Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής και «σεισμικές» στάθμες επιτελεστικότητας

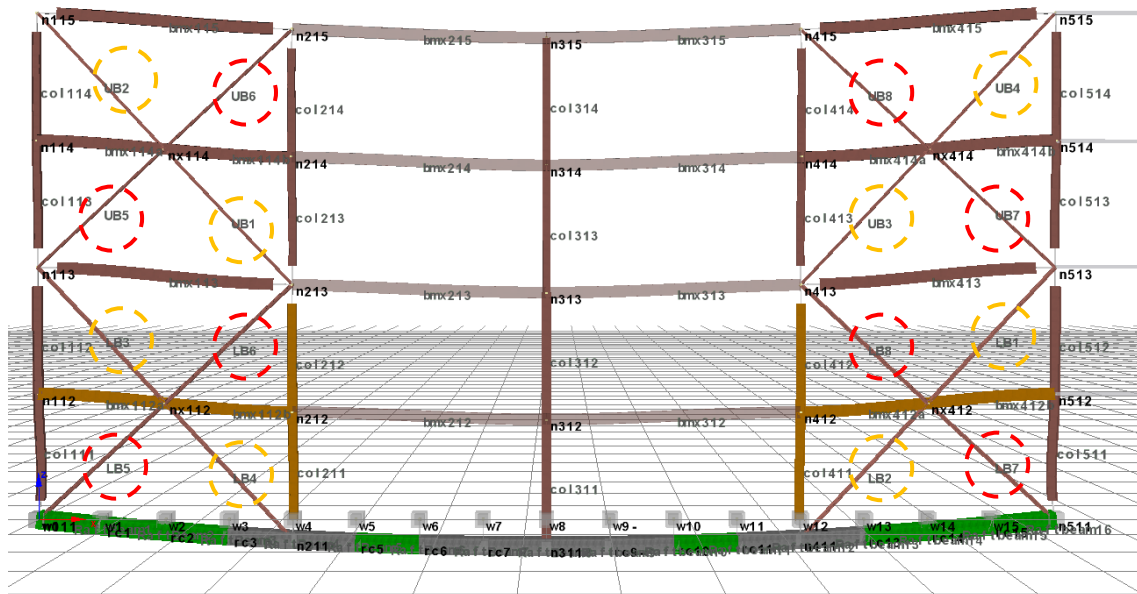
Settlement vs. Angular distortion of the superstructure



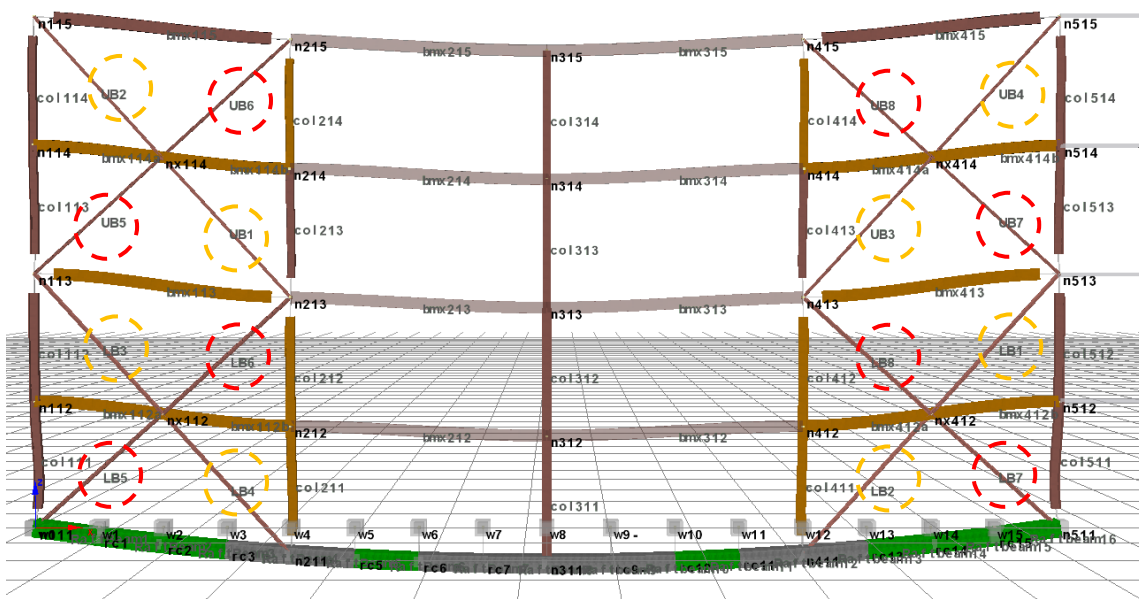
Σχήμα 3.21: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων σε σχέση με την καθίζηση για το αρχέτυπο CBF για τις κοίλες καθιζήσεις.

Παρατηρείται στον πίνακα 3.11, αλλά και όπως ευκρινέστερα απεικονίζεται στο σχήμα 3.21 ότι σε σχέση με το προηγούμενο αρχέτυπο η έναρξη των λυγισμικών φαινομένων μετατίθεται σε μικρότερες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων. Το ίδιο συμβαίνει και με την έναρξη της εφελκυστικής διαρροής των διαγωνίων συνδέσμων. Οι μισοί από τους διαγωνίους συνδέσμους έχουν είτε πλαστικοποιηθεί, είτε λυγίσει ως τη στάθμη 0,5%. Αναφορικά με τα μέλη που έχουν στα άκρα τους συνδέσεις ροπής και ανήκουν στις δύο ακριανές «στήλες» φατνωμάτων, η πρώτη πλαστική άρθρωση εκκινεί για το ήμισυ της γωνιακής παραμόρφωσης (0,7%) από ότι προηγουμένως. Η συσσώρευση της έναρξης των βλαβών σε περιοχή χαμηλότερων τιμών στο διάγραμμα κρίνεται λογική, καθότι το κτήριο βρίσκεται σε πιο έντονη παραμορφωσιακή κατάσταση. Με την αύξηση των βελών των καθιζήσεων, προσεγγίζοντας τη στάθμη S3 (1,5%) για τις «παροδικές» δράσεις τα μισά μέλη του φορέα με τις συνδέσεις ροπής εισέρχονται στην πλαστική περιοχή (Σχήμα 3.22). Συνεχίζοντας προς τη στάθμη 2% έχουμε εκτεταμένο άνοιγμα πλαστικών αρθρώσεων στην πλειονότητα των μελών (σχήμα 3.23). Οι βλάβες εστιάζονται στα άκρα του κτηρίου και είναι συμμετρικές. Οι περισσότερες αφορούν δοκούς πλην των «εσωτερικών» στύλων του ισογείου και των ορόφων 1 και 3. Τόσο η θέση της βλάβης, όσο και η γενικότερη εικόνα των βλαβών του προσομοιώματος δύναται να αντιστοιχηθεί απευθείας με τη στάθμη S5 (2%) για τις παροδικές δράσεις. Αξίζει να σημειωθεί ότι ο φορέας δεν έχει γίνει ακόμα μηχανισμός. Η ανάλυση συνεχίζει για λίγα βήματα ακόμα για γωνιακή παραμόρφωση που υπερβαίνει την στάθμη S5 και το προσομοίωμα οδηγείται σε αριθμητική αστάθεια (κατάρρευση), αφού πρώτα έχει αγγίξει τιμές γωνιακής

παραμόρφωσης της τάξης του 4,3%. Οι δύο ενδιάμεσες «στήλες» φατνωμάτων του κτηρίου έχουν πρακτικά μείνει ανεπηρέαστες από τις καθιζήσεις. Συνεπώς δύναται να υπάρξει αντιστοιχία και εφαρμογή των «παροδικών» σταθμών γωνιακών παραμορφώσεων του κανονισμού για τις σεισμικές δράσεις (S1 - 0,5%, S3 - 1,5% και S5 - 2%) σε μεταλλικά κτήρια με διαγώνιους συνδέσμους που έχουν υποστεί βλάβες από κοίλες καθιζήσεις.



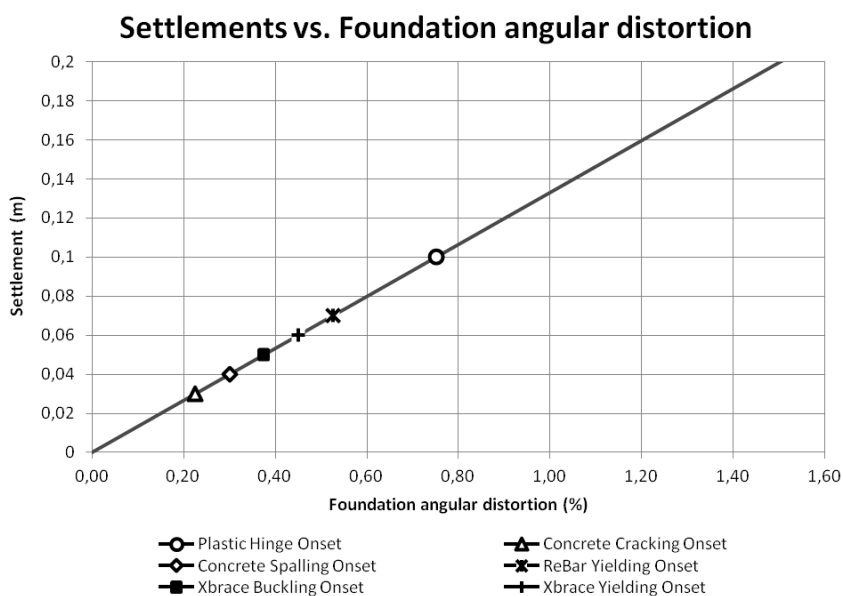
Σχήμα 3.22: Απεικονίζονται οι βλάβες των μελών για 1,50% (S3) γωνιακή παραμόρφωση του κρίσιμου φατνώματος της υπερκατασκευής και βύθιση μεσαίου κόμβου 0,21m για το αρχέτυπο CBF.



Σχήμα 3.23: Βλάβες μελών για 2,0% (S5) γωνιακή παραμόρφωση και βύθιση μεσαίου κόμβου 0,28m για το αρχέτυπο CBF.

Παρατηρούνται και στην περίπτωση των κοίλων καθιζήσεων ίδιας μορφής βλάβες και για ίδιες περίπου στάθμες για την θεμελίωση (πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος ισογείου), όπως στο προσομοίωμα CBF με τις καθιζήσεις στην άκρη. Λαμβάνει χώρα δημιουργία ρωγμών στο 0,225% της γωνιακής παραμόρφωσης και διάδοση τους όπου όσο προσεγγίζεται το όριο 0,5% (S1) έχουμε αποφλοιώση του σκυροδέματος. Η διαρροή των χαλύβδινων οπλισμών συμβαίνει αφού ξεπεραστεί η στάθμη S1 για γωνιακή παραμόρφωση 0,53%.

3.3.3.2 Γωνιακή παραμόρφωση θεμελίων και εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας



Σχήμα 3.24: Διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για το αρχέτυπο CBF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Η εμπειρική στάθμη επιτελεστικότητας $\frac{1}{150}$ ($\cong 0,67\%$) της γωνιακής παραμόρφωσης των θεμελίων για την αποφυγή βλαβών στον φέροντα οργανισμό είναι επαρκής για την ανωδομή αναφορικά με την αποφυγή βλαβών στις συνδέσεις και του μη-ανοίγματος πλαστικών αρθρώσεων (σχήμα 3.24) στα μέλη του φέροντος οργανισμού. Ταυτόχρονα κρίνεται ανεπαρκής για την αποφυγή βλαβών στους διαγώνιους συνδέσμους. Στις περιπτώσεις όπως του εν λόγω κτηρίου η υιοθέτηση του πιο αυστηρού κριτηρίου $\frac{1}{600}$ ($\cong 0,167\%$) που αφορά κτήρια με διαγώνιους συνδέσμους είναι ικανή να αποτρέψει λυγισμικά φαινόμενα και διαρροές μελών. Επιπρόσθετα, τα στοιχεία της θεμελίωσης αρχίζουν να ρωγματώνονται λίγο μετά τη στάθμη $\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$) και συγκεκριμένα σε γωνιακή παραμόρφωση 0,225%. Συνεπώς, η εμπειρική στάθμη επιτελεστικότητας $\frac{1}{500}$ κρίνεται οριακά επαρκής για την αποφυγή ρωγμών στη στάθμη της πλάκας του ισογείου. Για την αποφυγή πιο σημαντικών βλαβών όπως είναι η αποφλοιώση του σκυροδέματος συνδετήριων δοκών και δαπέδων η στάθμη $\frac{1}{300}$ ($\cong 0,33\%$) εμφανίζεται ως καταλληλότερη, χωρίς να είναι συντηρητική. Εν κατακλείδι, για την αποφυγή της διαρροής του χαλύβδινου οπλισμού των επιφανειακών και υπογείων μελών Ο/Σ η στάθμη $\frac{1}{200}$ ($\cong 0,5\%$) εμφανίζεται ικανοποιητική.

3.4 Συμπεράσματα

Η ανάγκη προσομοίωσης των εδράσεων των κτηρίων κατά την ανάλυση οδήγησε σε δύο σημεία προβληματισμού. Το πρώτο είχε να κάνει με την «εσωτερική» έδραση των στύλων στη δοκό Ο/Σ της θεμελίωσης, όπου οι πακτώσεις αποδείχθηκαν ως ασφαλής επιλογή για τον περιορισμό της αριθμητικής αστάθειας. Όμως για παράδειγμα εάν για την έδραση του μεσαίου στύλου στο κτήριο CBF με τη «κρέμαση στο άκρο» δεν είχαν ακολουθηθεί οι οδηγίες του προτύπου και είχε προσομοιωθεί με άρθρωση αντί για πάκτωση που είναι η συνήθης πρακτική σε πλαίσια που δεν σχεδιάζεται να παραλάβουν σεισμικές δράσεις, τότε η βλάβη θα είχε αποφευχθεί στο μέλος αυτό και θα είχε μεταφερθεί στα μέλη με τις υπάρχουσες βλάβες. Το δεύτερο είχε να κάνει με την «εξωτερική» έδραση του κτηρίου στο έδαφος μέσω των ελατηρίων Winkler. Ορισμένοι κόμβοι είχαν τη δυνατότητα μετακίνησης λόγω των ελατηρίων, ενώ κάποιοι είχαν περιορισμούς στους βαθμούς ελευθερίας. Τυχόν εσφαλμένη επιλογή των απελευθερώσεων στους κόμβους θα οδηγούσε είτε σε «καθοδηγούμενα» αποτελέσματα (biased), είτε σε αριθμητική αστάθεια τα προσομοιώματα.

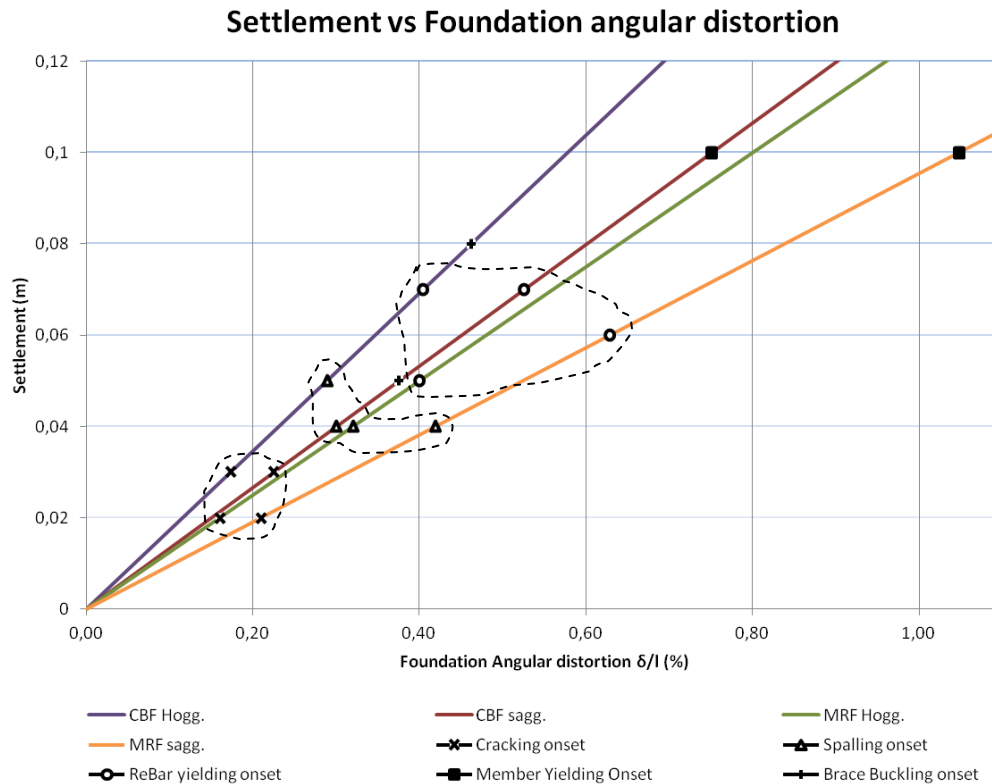
Αναφορικά με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο», ο εδαφικός κόμβος στη δεξιά πλευρά που κτηρίου είχε πλήρη περιορισμό των βαθμών ελευθερίας για την αποφυγή αριθμητικής αστάθειας. Έτσι ερμηνεύονται ως ένα βαθμό οι βλάβες που έχει υποστεί το κτήριο στην αντίθετη πλευρά από αυτή των επιβαλλόμενων βυθίσεων. Η κατασκευή εμφανίζεται ωσάν να «συγκρατιέται» από το δεξί άκρο. Η εικόνα των αποτελεσμάτων ενδεχομένως να ήταν λίγο διαφορετική αν ήταν δυνατή η προσομοίωση μιας «ολικής» στροφής του κτηρίου κάθετη στο επίπεδο της ανάλυσης.

Αναφορικά με τις κοίλες καθιζήσεις όπως αναφέρθηκε σε προηγούμενο εδάφιο οι ακραίοι εδαφικοί κόμβοι είχαν περιορισμούς σε όλους τους βαθμούς ελευθερίας πλην της στροφής κάθετα στο επίπεδο. Οποιοδήποτε απόπειρα προσομοίωσης με συνδυασμό άρθρωσης-κύλισης οδηγούσε σε αριθμητική αστάθεια. Ως αποτέλεσμα της χρήσης εκατέρωθεν αρθρώσεων είναι η επιβολή ενός επιπλέον καταναγκασμού, αφού στην πραγματικότητα η όψη του κτηρίου δεν είναι ελεύθερη είτε να επεκταθεί, είτε να συρρικνωθεί. Εκτιμάται ότι αυτό δύναται να επιταχύνει την εμφάνιση βλαβών στη θεμελίωση.

Η προσομοίωση των φαινομένων P-δ για το κτήριο με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» δεν κατέστη δυνατή με τη χρήση δύο στύλων P-δ εκατέρωθεν του κτηρίου καθώς η ταυτόχρονη επιβολή επαυξητικής βύθισης στον όμορο στύλο της κρέμασης οδηγούσε την ανάλυση σε κατάρρευση. Αντιθέτως δεν υπήρξε πρόβλημα με τα προσομοιώματα των κοίλων καθιζήσεων όπου η συμμετρία τους το επέτρεψε. Παρόλα αυτά, δεν διαπιστώθηκαν διαφορές στα αποτελέσματα σε περίπτωση χρήσης ενός ή δύο στύλων P-δ.

Σε προηγούμενα εδάφια εξετάστηκε η συμπεριφορά της θεμελίωσης απέναντι στις επιβαλλόμενες καθιζήσεις. Στο σχήμα 3.25 απεικονίζεται το συγκεντρωτικό διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για όλες τις μορφές καθιζήσεων και αρχετύπων. Η «μορφή» (damage pattern) της εξελισσόμενης βλάβης είναι για όλους τους συνδυασμούς ίδια. Πρώτα λαμβάνουν χώρα μικρής σημασίας βλάβες, δηλαδή ρωγματώσεις στα στοιχεία Ο/Σ (π.χ. πλάκες ισογείου, συνδετήριοι δοκοί θεμελίωσης κ.λπ.). Στη συνέχεια έχουμε αποφλοίωση (spalling) των ίδιων στοιχείων σκυροδέματος και μετά διαρροή του χαλύβδινου οπλισμού τους.

Στον πίνακα 3.12 διερευνάται το κατά πόσο ανταποκρίνονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης στις εμπειρικές στάθμες επιτελεστικότητας που προτείνονται από τη βιβλιογραφία και αν δύναται να υπάρξει αντιστοιχία μεταξύ αυτών και των σύγχρονων κατασκευών μεταλλικών κτηρίων.



Σχήμα 3.25: Συγκεντρωτικό διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της θεμελίωσης σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για όλους τις μορφές καθιζήσεων και αρχετύπων.

Οι διαστάσεις της θεμελίωσης που ελήφθησαν υπόψη στα προσομοιώματα (συνδετήριες δοκοί 1,20m×0,60m C20/25 και οπλισμοί Φ14/12,5cm S500) δεν προέκυψαν από το πρότυπο της FEMA, αλλά υιοθετήθηκαν βάσει εμπειρίας. Αναγνωρίζεται ότι η αλλαγή των διαστάσεων και του οπλισμού ενδέχεται να διαφοροποιήσει τις θέσεις εμφάνισης των βλαβών, ήτοι ρωγμών, αποφλοίσωσης Ο/Σ και διαρροή οπλισμού.

Πίνακας 3.12: Προτεινόμενες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων θεμελίωσης μεταλλικών κτηρίων έναντι καθιζήσεων για αποφυγή βλάβης.

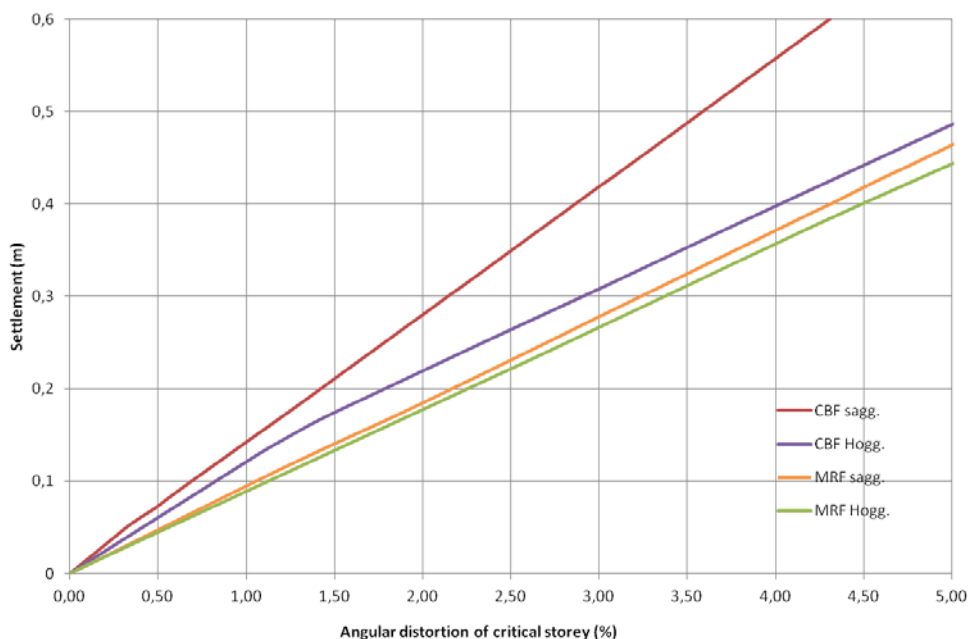
Τύπος κτηρίου	Μορφή καθιζήσεως	Αποφυγή βλάβης / Επάρκεια ή μη της προτεινόμενης εμπειρικής στάθμης			
		Λυγισμού/Εφελκυστικής διαρροής διαγωνίων συνδέσμων	Ρωγμών (σε επιφανειακά στοιχεία)	Αποφλοίσωσης σκυροδέματος/ Διαρροής οπλισμού κοιτόστρωσης	Φ/Ο
		$\frac{1}{600}$ ($\cong 0,167\%$)	$\frac{1}{500}$ ($\cong 0,2\%$)	$(\frac{1}{300} \cong 0,33\%)^1$	$\frac{1}{150}$ ($\cong 0,67\%$)
MRF	Κρέμαση	-	✘	✓	✓
	Κοίλη	-	✓	✓	✓
CBF	Κρέμαση	✓	✓	✓	✓
	Κοίλη	✓	✘	✓	✓
Προτεινόμενη στάθμη:		$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{600}$	$\frac{1}{300}$	$\frac{1}{150}$

¹Μη-βιβλιογραφική / Προτεινόμενη από τα αποτελέσματα της ανάλυσης.

Όπως προκύπτει, τα αποτελέσματα των γωνιακών παραμορφώσεων (πίνακας 3.12) είναι σε απόλυτη αντιστοιχία με τις εμπειρικές στάθμες που προτείνονται για την αποφυγή βλαβών στη βιβλιογραφία για στοιχεία του φέροντος οργανισμού της ανωδομής, δηλαδή δοκών και στύλων, καθώς και για τους διαγωνίους συνδέσμους δυσκαμψίας. Όμως οι στάθμες αυτές ($\frac{1}{150}$ και $\frac{1}{600}$) αποδείχθηκαν αρκετά συντηρητικές στα εν λόγω προσομοιώματα. Η στάθμη αποφυγής ρωγμών $\frac{1}{500}$ για στοιχεία Ο/Σ του ισογείου και της θεμελίωσης κρίνεται ανεπαρκής και για το λόγο αυτό προτείνεται ως πιο κατάλληλη η στάθμη $\frac{1}{600}$. Βέβαια όπως αναφέρθηκε η έναρξη των ρωγμών είναι άμεσα εξαρτώμενη από τη γεωμετρία της θεμελίωσης. Ένα όμως κριτήριο και δη εμπειρικό οφείλει να είναι αρκούντως συντηρητικό, ώστε να λαμβάνει υπόψη την πλειοψηφία των διακυμάνσεων. Τέλος από τις παρατηρήσεις των αποτελεσμάτων εισάγεται μία ακόμη στάθμη ($\frac{1}{300}$) για την αποφυγή της αποφλοίωσης του σκυροδέματος και της διαρροής οπλισμού της κοιτόστρωσης.

Στο σχήμα 3.26 απεικονίζεται το διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της ανωδομής σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για όλες τις μορφές καθιζήσεων και αρχετύπων. Παρατηρείται ότι μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις ορόφων για δεδομένη τιμή καθίζησης παρουσιάζουν τα κτήρια με τα πλαίσια ροπής. Συνεπώς τα κτήρια MRF εμφανίζονται πιο ευαίσθητα ως προς αυτή την παράμετρο στις καθιζήσεις σε σχέση με τα κτήρια CBF. Εν αντιθέσει τα κτήρια CBF εκδηλώνουν βλάβες υπό τη μορφή λυγισμού των διαγωνίων συνδέσμων τους σε χαμηλότερες στάθμες καθιζήσεων (βλ. πίνακες 3.8, 3.9, 3.12 και 3.13) σε σχέση με τις στάθμες που εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις τα μέλη των κτηρίων MRF. Αν και το σχήμα 3.26 αποτελεί ισχυρή ένδειξη του ισχυρισμού, η απόδειξη θα προέλθει από τη μελέτη αρχετύπων με τις ίδιες διαστάσεις, πράγμα που δεν ήταν δυνατό σε αυτό το επίπεδο της ανάλυσης, καθότι τα αρχέτυπα των αμερικανικών οδηγιών να μεν ανήκουν στην ίδια κατηγορία σεισμικών απαιτήσεων, διαθέτουν όμως σχετικά διαφορετικές διαστάσεις σε κάτοψη.

Settlement vs Angular distortion of critical storey



Σχήμα 3.26: Συγκεντρωτικό διάγραμμα εξέλιξης των γωνιακών παραμορφώσεων της ανωδομής σε σχέση με την εξελισσόμενη καθίζηση για όλους τις μορφές καθιζήσεων και αρχετύπων.

Επίσης, όπως άλλωστε ήταν αναμενόμενο οι κοίλες καθιζήσεις επιβάλλουν μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις στους ορόφους σε σχέση με τις καθιζήσεις «κρέμασης στο άκρο», για ίδιες τιμές καθιζήσεων. Από τη συμπεριφορά αυτή εμφανίζονται πιο ευάλωτα τα κτήρια CBF, ενώ τα πιο εύκαμπτα MRF εκδηλώνουν σε γενικές γραμμές ίδιες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων ανεξαρτήτως της μορφής της καθιζήσης.

Ένας από τους στόχους της παρούσας εργασίας ήταν η διερεύνηση της δυνατότητας κατασκευής ενδεικτικών κριτηρίων επιτελεστικότητας για βλάβες που έχουν υποστεί μεταλλικά κτήρια από καθιζήσεις αντίστοιχες με αυτές του αμερικανικού κανονισμού για τις σεισμικές δράσεις. Τα αποτελέσματα της προσπάθειας αυτής συμπεκνώνονται στον πίνακα 3.13. Τα προτεινόμενα όρια δεν πρέπει να εκλαμβάνονται ως υποδείξεις, αλλά είναι περισσότερο εκτιμήσεις της κατάστασης του κτηρίου. Αναγνωρίζεται πως είναι μια αρχική απόπειρα εισαγωγής σταθμών και απαιτείται περαιτέρω ανάλυση σημαντικού αριθμού κτηρίων για τη δημιουργία μιας ικανής βάσης δεδομένων, ώστε να αναγνωριστούν οι πιθανές διακυμάνσεις μεταξύ διαφορετικών κατασκευών που ενδέχεται να υπάρχουν. Επομένως οι στάθμες του πίνακα αφορούν προς το παρόν τα κτήρια που αναλύθηκαν. Οι δισδιάστατες αναλύσεις που έλαβαν χώρα στο πλαίσιο της εκπόνησης της παρούσας εργασίας ουσιαστικά αφορούν καθιζήσεις που επεβλήθησαν είτε στο ήμισυ του κτηρίου, είτε στο όλο. Συνεπώς εισάγουν περιορισμούς, καθώς φαινόμενα μερικών καθιζήσεων απαιτούν την προσομοίωσή τους με τρισδιάστατες αναλύσεις. Τα φαινόμενα αυτά χρήζουν περαιτέρω διερεύνησης.

Πίνακας 3.13: Προτεινόμενες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων ανωδομής μεταλλικών κτηρίων έναντι καθιζήσεων για αποφυγή βλάβης.

Τύπος κτηρίου	Μορφή καθιζήσεως	Στάθμες αποφυγής βλάβης για σεισμικές δράσεις			Προτεινόμενες στάθμες αποφυγής βλάβης έναντι καθιζήσεων βάσει της ανάλυσης		
		S1	S3	S5	D1 (Slight)	D3 (Moderate)	D5 (Severe)
MRF	Κρέμαση	0,7% (~0%) ¹	2,5% (1%) ¹	5%	0,8%	2,5%	5%
	Κοίλη				0,8%	1,5% ⁴	5%
CBF	Κρέμαση	0,5% (~0%) ¹	1,5% (0,5%) ¹	2%	0,6% ²	1,5%	5% ³
	Κοίλη				0,6% ²	1,5%	2%

¹Οι τιμές εντός των παρενθέσεων αφορούν τις μόνιμες παραμορφώσεις.

²Μέγιστη τιμή 0,8% εκτός αν το άνοιγμα των πλαισίων υπερβαίνει τα 7,5m οπότε μειώνεται αναλόγως.

³Ενδέχεται να οφείλεται στην υπεραντοχή που έχει εισαχθεί λόγω του τρόπου προσομοίωσης των συνδέσεων και της αδυναμίας επακριβούς υπολογισμού της μεταλυγισμικής συμπεριφοράς των διαγωνίων συνδέσμων.

⁴Μείωση της στάθμης λόγω αύξησης της παραμορφωσιακής κατάστασης

Αξίζει να σημειωθούν ορισμένες παρατηρήσεις για τις προτεινόμενες στάθμες επιτελεστικότητας. Οι τιμές της στάθμης D1 ορίσθηκαν βάσει του προτύπου ISO 4356:2012. Στο πρότυπο περιγράφονται τα όρια μέγιστων κλίσεων κατακόρυφων και οριζόντιων μελών για την εξυπηρέτηση της λειτουργικότητας των κατασκευών. Στην εν λόγω εργασία υιοθετήθηκαν οι τιμές που αναφέρονται σε αμφιέριστα ανοίγματα. Όμως έγινε διερεύνηση ενδεχόμενης σύνδεσης των κλίσεων των δαπέδων, με τη μορφή της επιβαλλόμενης καθιζήσης και τη θέση του φατνώματος. Σε ορισμένες περιπτώσεις αυτό οδηγούσε στην ανάγκη υιοθέτησης των τιμών των κλίσεων που αφορούν προβόλους και είναι πιο αυστηρές. Ως αποτέλεσμα οι τιμές των αποδεκτών κλίσεων αντί για 0,8 και 0,6% μετασχηματίζονταν σε 0,5 και 0,35% αντίστοιχα για τα αρχέτυπα MRF και CBF. Δηλαδή λάμβαναν τιμές μικρότερες και από τις στάθμες για τις «σεισμικές» δράσεις. Συνεπώς, η

μικρή διαφορά των σταθμών 0,8 και 0,6% σε σχέση με αυτές των οδηγιών, συνεπικουρούμενου και του γεγονότος ότι τα αποτελέσματα της ανάλυσης δεν διαφοροποιούνταν από την περιγραφή της βλάβης που αναφέρεται παρακάτω, είχε ως αποτέλεσμα την υιοθέτηση των προτεινόμενων τιμών του πίνακα.

Επιπρόσθετα, η μείωση της τιμής της στάθμης D3 στο 1,5% για το κτήριο MRF οφείλεται στο γεγονός ότι έχουμε ένταση της παραμορφωσιακής κατάστασης του κτηρίου και κατά συνέπεια οι βλάβες μεταπίπτουν σε μικρότερες στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων. Είναι ενδεικτικό ότι η ελαστική ενέργεια που απορρόφησε το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις είναι διπλάσια σε σχέση με το κτήριο με την «κρέμαση στην άκρη». Το άθροισμα των εφαπτομενικών γωνιών της «μορφής» της καθιζήσης είναι:

$$\theta_{cum} = \int_0^l |w''(x)| dx \quad (3.40)$$

Όπου, $w(x)$ το βέλος της βύθισης, $w''(x)$ η καμπυλότητα και θ_{cum} είναι το άθροισμα των γωνιών. Στην περίπτωση των καθιζήσεων τύπου «κρέμασης στο άκρο» είναι $\theta_{cum} = \varphi$ ενώ στην περίπτωση των κοίλων καθιζήσεων είναι $\theta_{cum} = 2\varphi$. Διαπιστώνεται λοιπόν πως δεν αρκεί η παρακολούθηση και μόνο της τιμής του μέγιστου βέλους της καθιζήσης για να αποτυπώσει την πραγματική εντατική κατάσταση της κατασκευής, αλλά απαιτείται και η γνώση του σχήματος αυτής. Σε καθιζήσεις με «μη-συνήθης» γεωμετρικές ενδεχομένως να είναι χρήσιμο να εξεταστεί η τιμή της γωνίας θ και σε κάθε φάτνωμα χωριστά.

Τέλος για την τιμή της στάθμης D5 για το κτήριο CBF με την καθιζήση τύπου «κρέμαση» στο άκρο, αναγνωρίζεται ότι η υπεραντοχή και η ικανότητα που εμφανίζεται να διαθέτει το κτήριο για την επίτευξη μεγαλύτερων γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων ενδέχεται να έχει εισαχθεί λόγω του τρόπου προσομοίωσης των συνδέσεων, όπου κατά το αμερικανικό πρότυπο της FEMA όλες οι συνδέσεις δοκών-στύλων στις θέσεις των κομβο-ελασμάτων των διαγωνίων συνδέσμων, αλλά και γενικότερα και οι λοιπές συνδέσεις στα φαντώματα των «στηλών» αυτών προσομοιώθηκαν ως πλαισιακές συνδέσεις (πακτώσεις). Επιπρόσθετα ένας ακόμα λόγος ενδέχεται να είναι ο περιορισμός του προγράμματος να υπολογίσει επακριβώς τη μεταλυγισμική συμπεριφορά των διαγωνίων συνδέσμων. Οι διαγώνιοι σύνδεσμοι δυσκαμψίας μετά το κρίσιμο φορτίο λυγισμού εκδήλωναν «πλαστικό» οροπέδιο αντοχής με κράτυνση 5%.

Σε αντιστοιχία με τους αμερικανικούς κανονισμούς για τις σεισμικές δράσεις προτείνονται βάσει των αποτελεσμάτων και για τις ανάγκες της παρούσας εργασίας τρεις στάθμες επιτελεστικότητας (πίνακας 3.13) για τις καθιζήσεις των εν λόγω μεταλλικών κτηρίων και περιγράφονται αναλυτικά ως εξής:

- i. Η *D1 (Slight – Minor damages)* που είναι η ένδειξη ότι δεν έχει γίνει υπέρβαση των ορίων των κλίσεων που ορίζονται από τα κριτήρια λειτουργικότητας και το κτήριο είναι άμεσα κατοικήσιμο. Ενδέχεται όμως να έχει υποστεί πολύ περιορισμένες βλάβες ως επί το πλείστον στα πατώματα του ισογείου, σε υπόγειους χώρους και στα στοιχεία της θεμελίωσης. Κίνδυνος απειλής ζωής ή τραυματισμού δεν υπάρχει. Το δόμημα παραμένει κατοικήσιμο, όμως ορισμένες επισκευές μικρής κλίμακας ενδέχεται να απαιτηθούν.
- ii. Η *D3 (Moderate damages)* που είναι η ένδειξη ότι το δόμημα έχει υποστεί σημαντική βλάβη, τα όρια λειτουργικότητας έχουν παραβιαστεί τόσο για τα οριζόντια, όσο και για τα κατακόρυφα στοιχεία του Φ/Ο, αλλά υπάρχει ακόμα περιθώριο αντοχής ενάντια σε μερική ή ολική κατάρρευση. Είναι εφικτή η επισκευή της κατασκευής αν και για οικονομικούς λόγους μπορεί να αποδειχθεί

μη ορθή πρακτική. Δεν επιτρέπεται η κατοίκηση του κτηρίου δίχως επισκευές. Ορισμένα από τα στοιχεία του Φ/Ο έχουν εκτεταμένες βλάβες.

- iii. Η *D5 (Severe damages)* που σημαίνει ότι το δόμημα είναι στο όριο της αντοχής του προς μερική ή ολική κατάρρευση. Ουσιαστικές βλάβες έχουν προκύψει. Η κατασκευή έχει μεγάλες παραμένουσες παραμορφώσεις και σε ένα βαθμό έχει επηρεαστεί και η ικανότητά της να φέρει τα βαρυτικά φορτία. Υπάρχει σημαντικός κίνδυνος πτώσεων. Δεν υπάρχει περιθώριο επισκευής της κατασκευής.

Εν κατακλείδι, αναγνωρίζεται πως σε χώρες με σεισμική δραστηριότητα, στάθμες επιτελεστικότητας, οι οποίες έχουν προκύψει μόνο από την ανάλυση των επιβαλλόμενων καθιζήσεων στα κτήρια έχουν περιορισμένη χρησιμότητα. Στο επόμενο κεφάλαιο γίνεται προσπάθεια συνδυασμού των βλαβών από τις καθιζήσεις με την σεισμική επάρκεια των δομημάτων και την εξαγωγή σταθμών επιτελεστικότητας που θα λαμβάνουν υπόψη και τις δύο δράσεις.

4 Σεισμική ανάλυση προσομοιωμάτων στην παραμορφωμένη κατάσταση.

4.1 Εισαγωγή

Η δεύτερη μεγάλη ομάδα προσομοιωμάτων περιελάμβανε αναλύσεις με επιβαλλόμενες καθιζήσεις σταθερού βέλους και επαυξητικές οριζόντιες δυνάμεις. Στόχος της ανάλυσης ήταν να εκτιμηθούν τα περιθώρια των κατασκευών ως προς το να φέρουν με ασφάλεια τις σεισμικές δράσεις στην παραμορφωμένη κατάσταση που έχουν βρεθεί λόγω των καθιζήσεων. Για να έχει νόημα η αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας των κατασκευών αυτές θα πρέπει να διαθέτουν αποθέματα αντοχής και δυσκαμψίας, ώστε να είναι σε θέση να παραλάβουν με ασφάλεια τα οριζόντια φορτία. Καθίσταται προφανές πως δεν συντρέχει λόγος τέτοιας διερεύνησης, όταν οι επιβαλλόμενες παραμορφώσεις των καθιζήσεων έχουν φέρει το κτήριο ήδη στη στάθμη D5. Αφού, στην περίπτωση αυτή το κτήριο βρίσκεται ήδη στο όριο της κατάρρευσης. Συνεπώς πρακτικό ενδιαφέρον έχει πρωτίστως ο έλεγχος των κτηρίων που έχουν παραμορφώσεις που η τιμή τους δεν υπερβαίνει τη στάθμη D1. Τα κτήρια αυτά δεν έχουν βλάβες στον φέροντα οργανισμό και ανεξάρτητα με το αν έχουν υποστεί δευτερεύουσες βλάβες (π.χ. ρωγμές σε πατώματα, χωρίσματα κ.λπ.) παραμένουν εντός του πλαισίου της λειτουργικότητας και είναι κατοικήσιμα. Επομένως είναι ζωτικής σημασίας η γνώση για το αν έχει υποβιβαστεί η ικανότητά τους να παραλαμβάνουν τα σεισμικά φορτία. Δευτερευόντως τα κτήρια που ευρίσκονται ως τη στάθμη D3 έχουν τέτοιες βλάβες στο φέροντα οργανισμό που να μην τα καθιστούν προσωρινώς μη κατοικήσιμα, αλλά είναι επισκευάσιμα. Είναι λοιπόν και εδώ χρήσιμο να γνωρίζουμε τη σεισμική επιτελεστικότητα του κτηρίου για τον καλύτερο σχεδιασμό των επισκευών, τη διερεύνηση του κινδύνου που ενδέχεται να διατρέχουν οι εργάτες και οι όμορες κατασκευές κατά την επισκευή κ.α..

Συνοψίζοντας οι στάθμες ελέγχου της σεισμικής ανάλυσης αφορούν είτε τα όρια λειτουργικότητας, δηλαδή στις μέγιστες επιτρεπόμενες κλίσεις πατωμάτων και στύλων (κατηγορία D1) είτε τις μέγιστες επιτρεπόμενες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων για την κατηγορία D3 (*Moderate damages*). Η παραμορφωσιακή κατάσταση των κτηρίων που αναλύθηκαν στην παρούσα εργασία παρουσιάζεται στον πίνακα 4.1 για τις δύο στάθμες ελέγχου. Στα κελία με το κίτρινο χρώμα αποτυπώνεται ο κρίσιμος παράγοντας για την κάθε στάθμη ελέγχου.

Πίνακας 4.1: Στάθμες καθιζήσεων για τον έλεγχο της σεισμικής επιτελεστικότητας.

Τύπος κτηρίου	Μορφή καθιζήσεως	D1 στάθμη ελέγχου			D3 στάθμη ελέγχου		
		Βέλος καθιζήσης (m)	Κλίση πατώματος (%)	Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής (%)	Βέλος καθιζήσης (m)	Κλίση πατώματος (%)	Γωνιακή παραμόρφωση ανωδομής (%)
MRF	Κρέμαση	-0,11	0,80	1,24	-0,22	1,69	2,5
	Κοίλη	-0,08	0,80	0,85	-0,23	2,35	2,5
CBF	Κρέμαση	-0,11	0,60	0,91	-0,17	0,91	1,5
	Κοίλη	-0,09	0,60	0,62	-0,21	1,45	1,5

4.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF

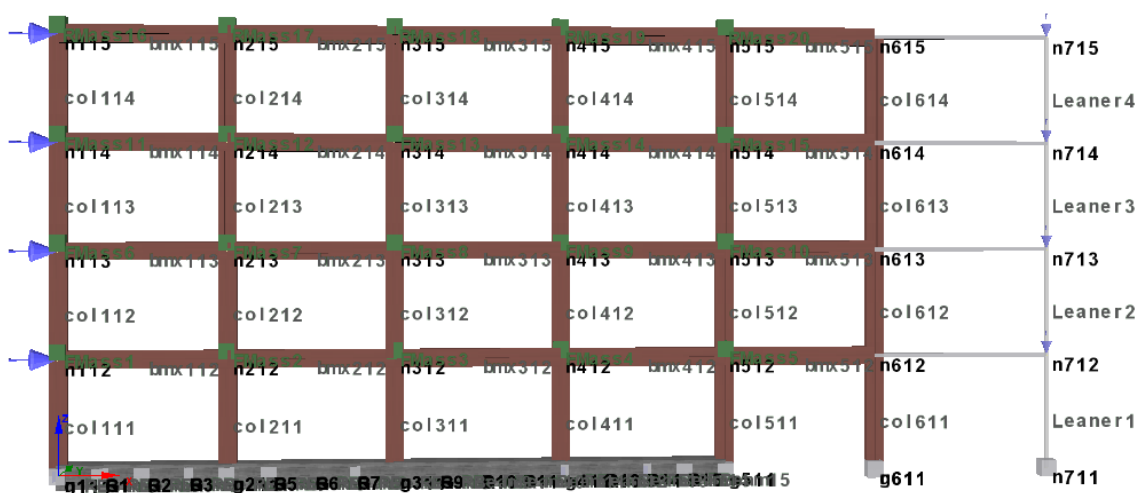
Αρχικά έλαβε χώρα ιδιομορφική ανάλυση της απαραμόρφωτης κατασκευής προς επίγνωση των χαρακτηριστικών της κατασκευής. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που προέκυψε για το κτήριο MRF στη διεύθυνση της διερεύνησης ήταν $T_1=0,76$ sec με ποσοστό συμμετοχής μαζών 85%. Η ολική μάζα του κτηρίου υπολογίστηκε 3233,04t. Τα αποτελέσματα των πρώτων πέντε ιδιομορφών παρουσιάζονται στον πίνακα 4.2.

Πίνακας 4.2: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

EFFECTIVE MODAL MASS PERCENTAGES		
Mode	Period	Ux
1	0,760	85,08%
2	0,244	10,39%
3	0,132	3,37%
4	0,092	1,16%
5	0,079	0,00%

4.2.1 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF με καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»

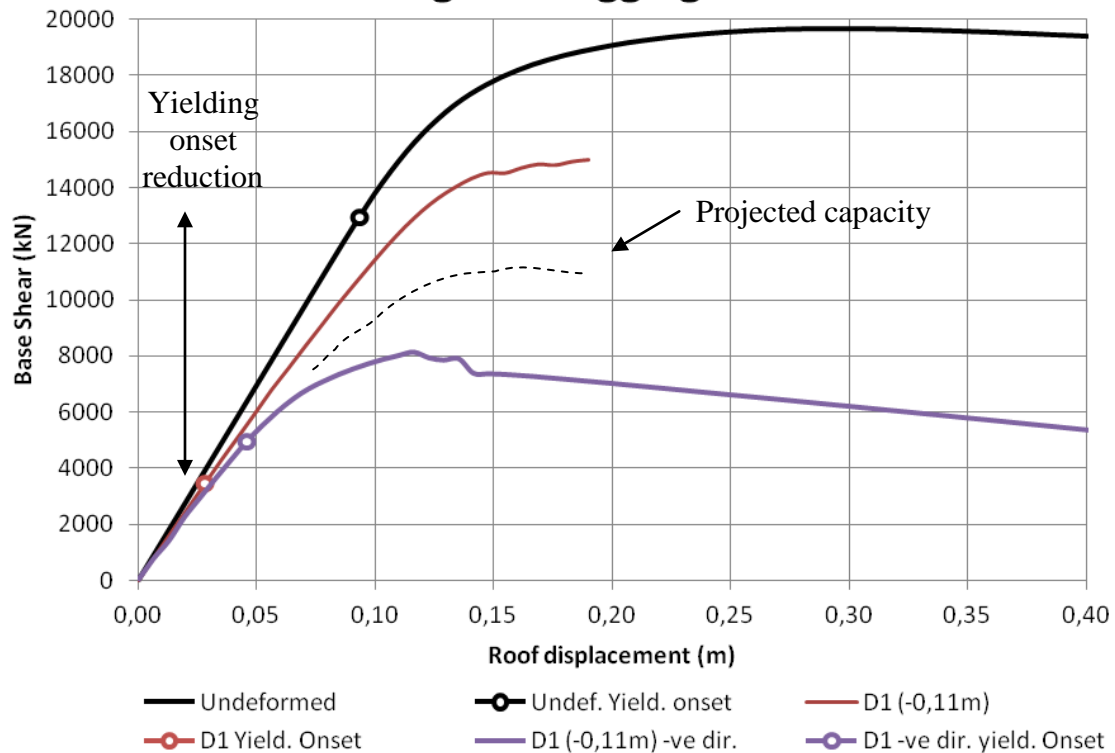
Μετά το πέρας της ιδιομορφικής ανάλυσης σειρά είχε η στατική-ανελαστική ανάλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό οριζόντιων δυνάμεων και καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο» για το κτήριο MRF (σχήμα 4.1). Πρώτα έγινε η διερεύνηση με μέγιστο (ακριανό) βέλος $-0,11$ m (στάθμη D1) και στη συνέχεια για $-0,22$ m (στάθμη D3). Οι δυνάμεις είχαν τριγωνική κατανομή (100, 200, 300 και 400kN) με δυσμενέστερη τη δύναμη της οροφής. Η συνισταμένη τους είναι 1000kN πράγμα που καθιστά βολική την ανάγνωση των αποτελεσμάτων της ανάλυσης με βάση όσων αναφέρθηκαν στη §2.2.



Σχήμα 4.1: Προσομοίωμα για το αρχέτυπο MRF με την ταυτόχρονη εφαρμογή σταθερών βελών καθιζήσεων τύπου «κρέμασης στο άκρο» και επαυξητικών οριζοντίων δυνάμεων.

Λόγω της ασυμμετρίας των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων στην κατασκευή οι επαυξητικές οριζόντιες δυνάμεις επεβλήθησαν αρχικά από την αριστερή παρειά του κτηρίου και έπειτα από τη δεξιά. Με αυτόν τον τρόπο αναζητήθηκε η πραγματική απόκριση της κατασκευής.

Damage level 1 (D1) Capacity Curves of the 2D MRF Buildings w. Hogging settlements



Σχήμα 4.2: Καμπύλες ικανότητας για τη στάθμη βλάβης D1 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο».

Γίνεται ευκόλως κατανοητό πως αναλόγως με τη φορά άσκησης, οι δράσεις άλλοτε επιβαρύνουν την κατασκευή και άλλοτε την ανακουφίζουν αφού έχουν την τάση να «άρουν» την παραμόρφωση των καθιζήσεων. Απόδειξη τούτου είναι το διάγραμμα του σχήματος 4.2, όπου η πραγματική αντοχή της κατασκευής ευρίσκεται ανάμεσα στις καμπύλες κόκκινου και μωβ χρώματος και σημειώνεται με διακεκομμένη γραμμή. Τα σημεία έναρξης των πλαστικών αρθρώσεων λαμβάνουν χώρα σε τέμνουσα βάσης 3550kN για το προσομοίωμα με την δεξιά φορά και σε 4582kN για εκείνο με την αριστερή φορά. Οι ακριανοί κόμβοι της δεξιάς παρειάς δέχονται μεγαλύτερη ροπή για δεδομένο βήμα φόρτισης με αποτέλεσμα την πλαστικοποίησή τους και τη διάνοιξη πλαστικών αρθρώσεων. Επομένως οι κόμβοι της αριστερής παρειάς για μικρότερες τιμές του φορτιστικού συντελεστή έχουν συσσωρεύσει μεγαλύτερες γωνιακές παραμορφώσεις.

Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτηρίου δίχως τις καθιζήσεις είναι 19700kN περίπου για μετακίνηση οροφής (drift) 0,3m. Η είσοδος της κατασκευής στην πλαστική περιοχή συμβαίνει στα 12950kN για μετακίνηση οροφής 0,09m, όπου έχουμε τη δημιουργία της πρώτης πλαστική άρθρωσης. Εκτιμάται ότι δεν θα ήταν ορθή η πρακτική υπολογισμού μιας «μέσης» τιμής έναρξης των πλαστικών αρθρώσεων για το παραμορφωμένο κτήριο της στάθμης D1, δηλαδή μεταξύ των τιμών 3550kN και 4582kN καθώς λόγω της ανακύκλισης των σεισμικών δράσεων το άνοιγμα των πλαστικών

αρθρώσεων θα λάβει χώρα στη μικρότερη τιμή. Βέβαια σε αντιδιαστολή με την τιμή της τέμνουσας βάσης για το άνοιγμα των πλαστικών αρθρώσεων, κρίνεται λογική αυτή η πρακτική ως προς την αντοχή του κτηρίου. Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,11m (στάθμη D1) καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε εκδήλωση πλαστικών αρθρώσεων σε στάθμη κατά 72% μικρότερη σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.1).

$$\frac{12950-3550}{12950} = 0,72 \text{ ή } 72\% \quad (4.1)$$

Αναφορικά με τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για το κτήριο με τις καθιζήσεις δεν είναι βέβαιο ότι μπορεί να υπολογιστεί με ακρίβεια κάνοντας τη χρήση στατικών-ανελαστικών αναλύσεων και ενδεχομένως να απαιτείται δυναμική ανάλυση. Αδρομερώς, η «μέση» τιμή της μέγιστης τέμνουσας ανάμεσα στο προσομοίωμα με την επιβαλλόμενη φόρτιση από αριστερά και σε αυτό από δεξιά είναι:

$$P_{D1,Hogging} = \frac{7918+14000}{2} = 10959kN \quad (4.2)$$

Η «μέση» τιμή έχει προκύψει από το άθροισμα των τιμών για την ίδια μετατόπιση οροφής 0,135m. Παρατηρείται ότι οι μέγιστες τιμές των καμπυλών σημειώνονται σε διαφορετικές τιμές μετατόπισης οροφής. Επομένως η τιμή που υπολογίζεται με τη σχέση 4.3 αποτελεί μια *εκτίμηση* της αντοχής της κατασκευής. Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,11m καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 35% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.3).

$$\frac{16940-10959}{16940} = 0,35 \text{ ή } 35\% \quad (4.3)$$

Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift) αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D1,Hogging,max} = \frac{14975+8153}{2} = 11564kN \quad (4.4)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{19700-11564}{19700} = 0,41 \text{ ή } 41\% \quad (4.5)$$

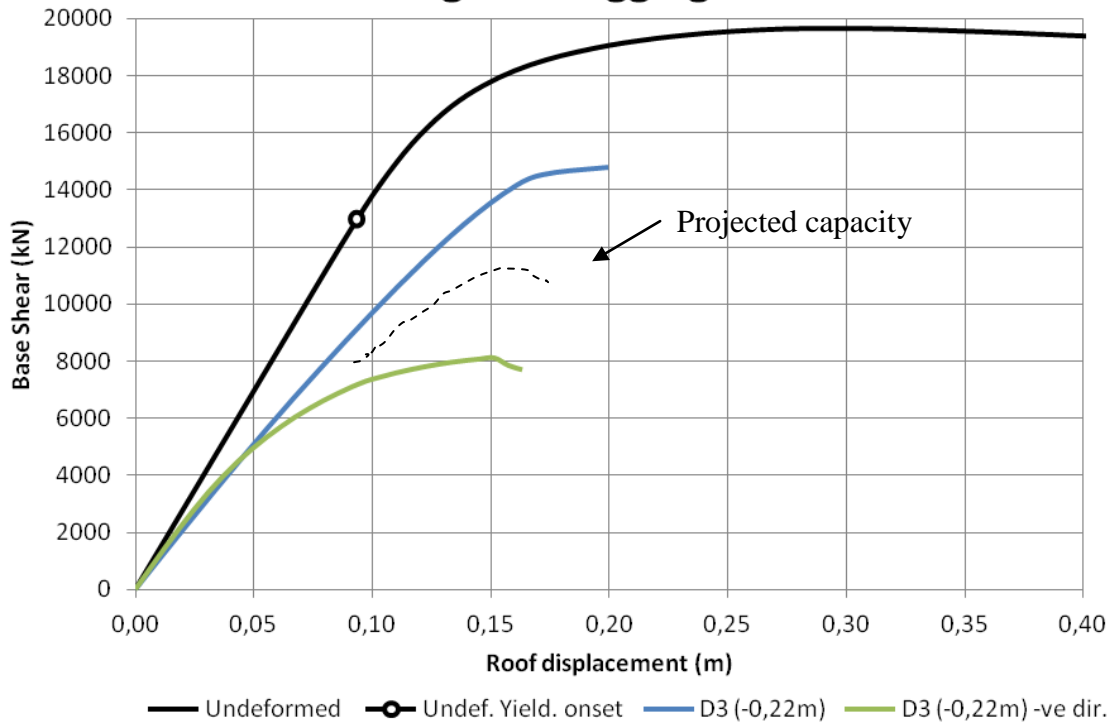
Αναφορικά με τη στάθμη βλάβης D3 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο» η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου παρουσιάζεται στο σχήμα 4.3. Στην περίπτωση αυτή όπως και προηγουμένως, λόγω της μη-συμμετρίας των παραμορφώσεων η πραγματική αντοχή της κατασκευής ευρίσκεται ανάμεσα στις καμπύλες μπλε και πράσινου χρώματος και σημειώνεται ενδεικτικά με τη διακεκομμένη γραμμή. Πολλά από τα μέλη του φέροντος οργανισμού έχουν ήδη εισέλθει στην πλαστική περιοχή λόγω των καθιζήσεων πριν την επιβολή των οριζοντίων δράσεων. Εφαρμόζοντας την ίδια αδρομερή προσέγγιση όπως προηγουμένως η «μέση» τέμνουσα βάσης για μετακίνηση οροφής 0,135m είναι:

$$P_{D3,Hogging} = \frac{12401+7970}{2} = 10186kN \quad (4.6)$$

Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,22m καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 40% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.7).

$$\frac{16940-10186}{16940} = 0,4 \text{ ή } 40\% \quad (4.7)$$

Damage level 3 (D3) Capacity Curves of the 2D MRF Buildings w. Hogging settlements



Σχήμα 4.3: Καμπύλες ικανότητας για τη στάθμη βλάβης D3 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο».

Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift) αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D3,Hogging,max} = \frac{14810+8120}{2} = 11465kN \quad (4.8)$$

και μείωση αντοχής κατά:

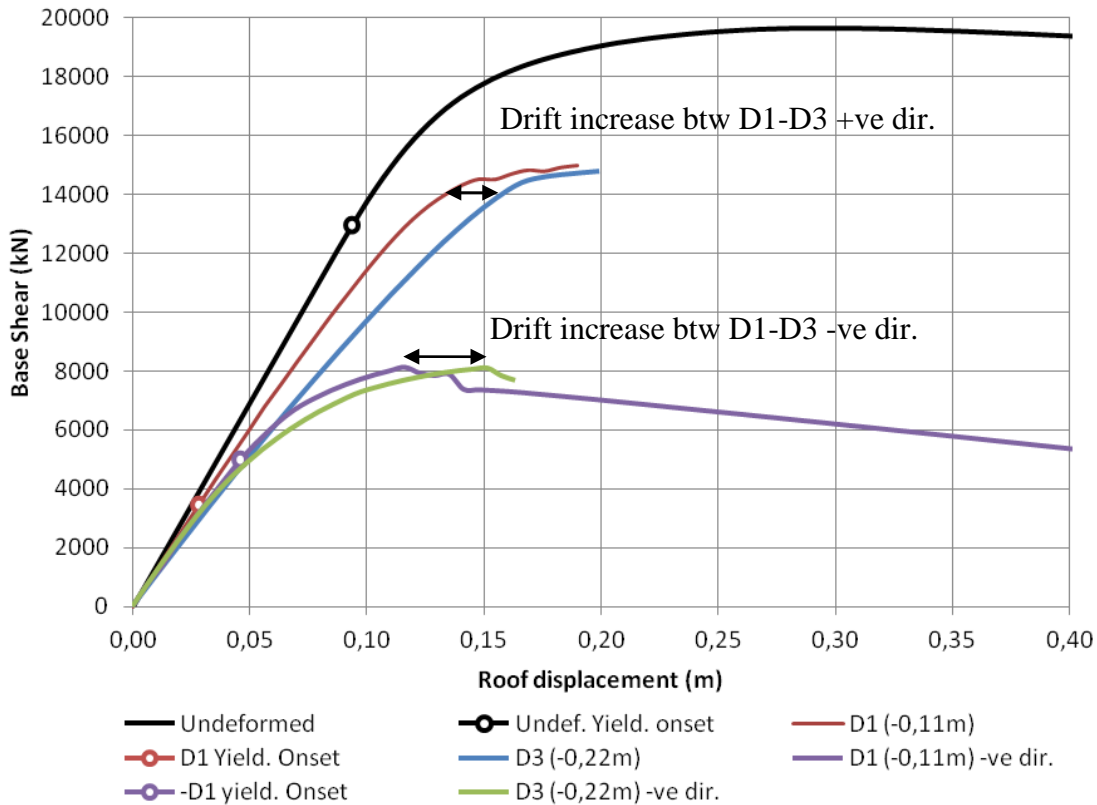
$$\frac{19700-11465}{19700} = 0,42 \text{ ή } 42\% \quad (4.9)$$

Οι μέγιστες τιμές όπως προαναφέρθηκε έχουν περιορισμένη αξία και είναι περισσότερο ενδεικτικές.

Εν κατακλείδι, όπως επιρρωνύεται και από το σχήμα 4.4 η διαφορά μεταξύ των σταθμών D1 και D3 στη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για την ίδια φορά οριζόντιων δράσεων είναι περιορισμένη. Εμφανίζεται λοιπόν ότι καθιζήσεις μεγαλύτερες των 11cm της στάθμης D1 εισάγουν ένα άνω όριο αντοχής με μορφή «οροπεδίου». Δηλαδή η τέμνουσα βάσης συγκλίνει στην τιμή 14800kN περίπου. Η ανάλυση διερεύνησε τη

συμπεριφορά του κτηρίου για βέλος βύθισης που αντιστοιχεί στις μέγιστες γωνιακές παραμορφώσεις που αντιστοιχούν στην κατάσταση λειτουργικότητας. Θα είχε ενδιαφέρον σε μια μελλοντική εργασία να διερευνηθεί σε ποια μικρότερη στάθμη λειτουργικότητας εκκινεί ο σχηματισμός αυτού του άνω ορίου.

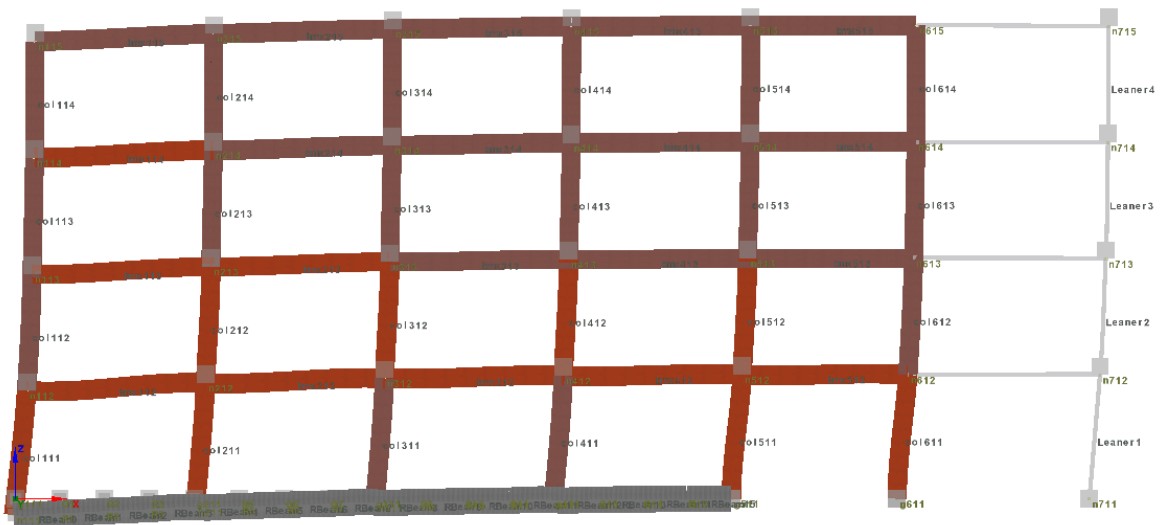
Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D MRF Buildings w. Hogging settlements



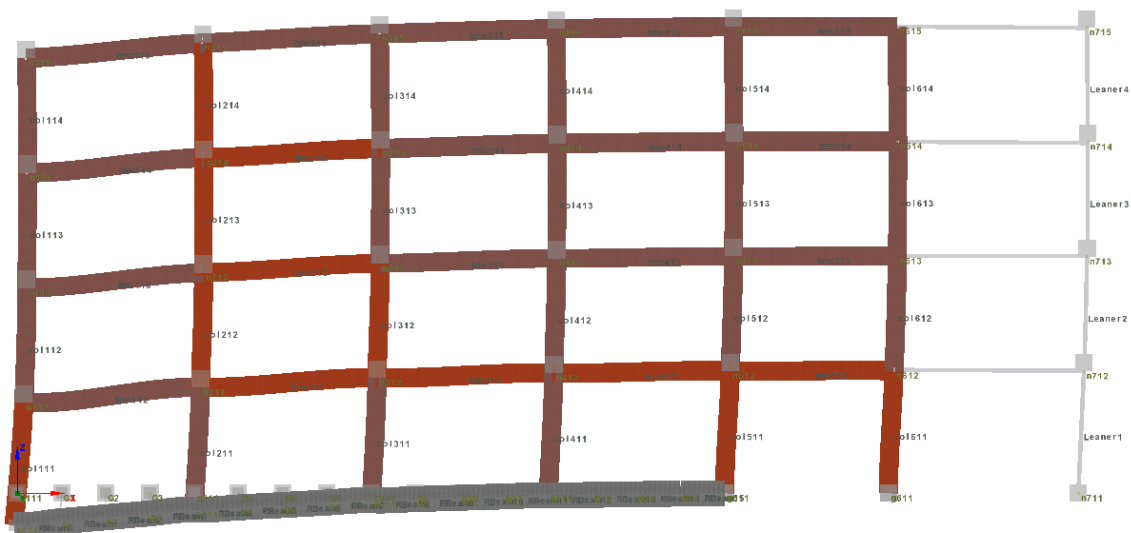
Σχήμα 4.4: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο».

Άλλη μία χρήσιμη παρατήρηση αφορά τη μετατόπιση οροφής όπου για την περίπτωση των προσομοιωμάτων με την επιβολή των δράσεων στην αριστερή παρειά έχουμε αύξηση κατά 2,6cm (0,16m – 0,134m), που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με 14000kN. Ενώ την επιβολή των δράσεων στη δεξιά παρειά έχουμε αύξηση κατά 4cm (0,15m – 0,11m), που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με 8000kN.

Τέλος αναφορικά με θέσεις των βλαβών στο πέρας της ανάλυσης παρατηρείται στα σχήματα 4.5 και 4.6 ότι όσο αυξάνεται το βέλος της βύθισης αυτές μετατοπίζονται από την αριστερή ακραία «στήλη» φατνωμάτων στη όμορη στήλη δεξιά. Δηλαδή για μικρές στάθμες καθιζήσεων έχουμε συσσώρευση βλαβών άνωθεν του κρίσιμου φατνώματος, ενώ για μεγαλύτερες στάθμες οι βλάβες μετατοπίζονται στην πλευρά του κτηρίου που εμφανίζεται να «συγκρατεί» εκείνη που καθιζάνει. Οι κόμβοι του ακριανού αριστερού στύλου του ισογείου (col111) εκτίθενται στις πιο δυσμενείς γωνιακές παραμορφώσεις.



Σχήμα 4.5: Αποτύπωση βλαβών στο πέρας της υπερωθητικής ανάλυσης με τις δράσεις στην αριστερή παρειά για τη στάθμη καθιζήσεων D1 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο».



Σχήμα 4.6: Αποτύπωση βλαβών στο πέρας της υπερωθητικής ανάλυσης με τις δράσεις στην αριστερή παρειά για τη στάθμη καθιζήσεων D3 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο».

4.2.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων MRF με κοίλες καθιζήσεις

Τα προσομοιώματα με τις κοίλες καθιζήσεις αναλύθηκαν ως προς τη σεισμική τους επάρκεια με τον ίδιο τρόπο που έχει περιγραφεί στο προηγούμενο εδάφιο. Έλαβε χώρα στατική-ανελαστική ανάλυση της κατασκευής για το συνδυασμό οριζόντιων δυνάμεων και κοίλων καθιζήσεων. Πρώτα έγινε η διερεύνηση με βέλος $-0,08\text{m}$ (στάθμη D1) και στη συνέχεια για $-0,23\text{m}$ (στάθμη D3). Οι δυνάμεις είχαν την ίδια τριγωνική κατανομή όπως στο προσομοίωμα με την «κρέμαση στο άκρο».

Παρατηρώντας το σχήμα 4.7 καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή $-0,08\text{m}$ κοίλων καθιζήσεων (D1), έχουμε εκδήλωση πλαστικών αρθρώσεων σε στάθμη περίπου κατά 92% μικρότερη σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.10).

$$\frac{12950-1012}{12950} = 0,92 \text{ ή } 92\% \quad (4.10)$$

Αναφορικά με τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις και για μετακίνηση οροφής 0,11m, η τιμή της μέγιστης τέμνουσας είναι: $P_{D1,sagging} = 6850kN$. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτηρίου δίχως τις καθιζήσεις είναι 19700kN περίπου για μετακίνηση οροφής (drift) 0,3m και 15300kN για 0,11m. Επομένως για επιβολή -0,08m μέγιστου βέλους κοίλων καθιζήσεων έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 55% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.11).

$$\frac{15300-6850}{15300} = 0,55 \text{ ή } 55\% \quad (4.11)$$

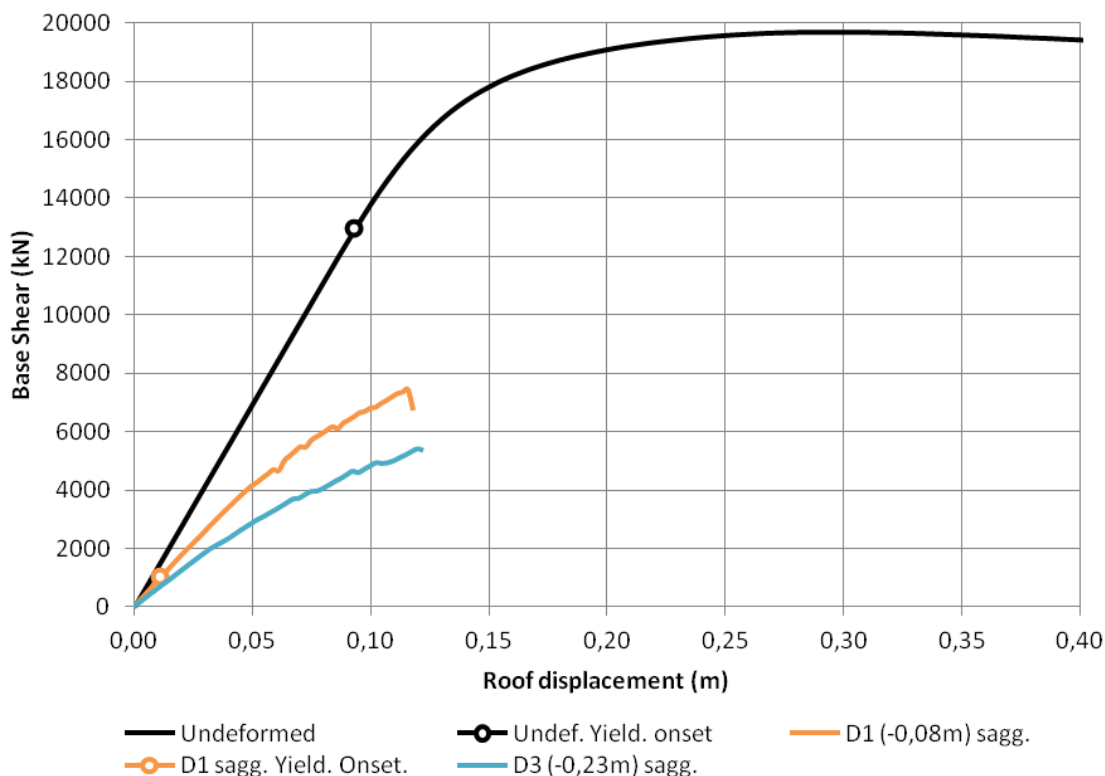
Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift) αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D1,sagging,max} = 7456kN \quad (4.12)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{19700-7456}{19700} = 0,62 \text{ ή } 62\% \quad (4.13)$$

Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D MRF Buildings w. Sagging settlements



Σχήμα 4.7: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο MRF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Αναφορικά με τη στάθμη βλάβης D3 (κοίλες καθιζήσεις βέλους -0,23m) διαπιστώνεται ότι πολλά από τα μέλη του φέροντος οργανισμού έχουν ήδη εισέλθει στην πλαστική περιοχή, λόγω των καθιζήσεων πριν την επιβολή των οριζοντίων δράσεων. Εφαρμόζοντας την ίδια προσέγγιση όπως προηγουμένως η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις και για μετακίνηση οροφής 0,11m, είναι: $P_{D3,sagging} = 5124kN$. Επομένως για επιβολή -0,23m μέγιστου βέλους κοίλων καθιζήσεων έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 67% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.14).

$$\frac{15300-5124}{15300} = 0,67 \text{ ή } 67\% \quad (4.14)$$

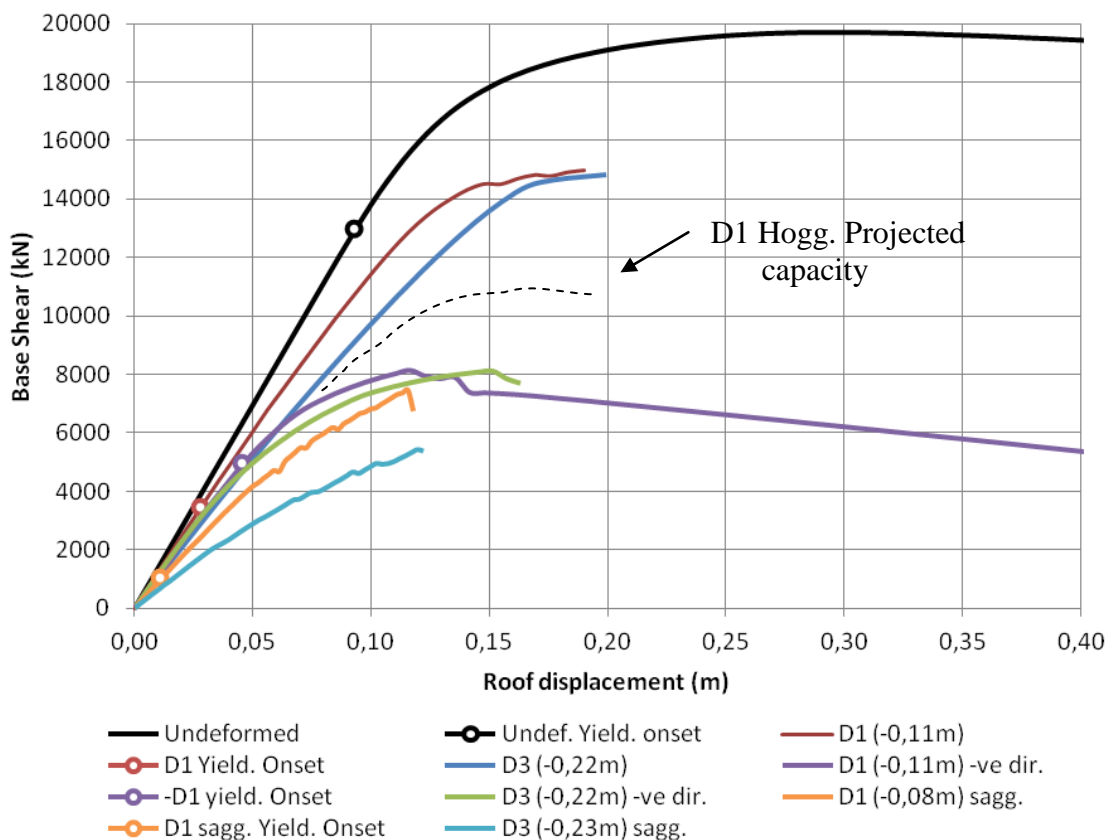
Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift), αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D3,sagging,max} = 7456kN \quad (4.15)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{19700-5428}{19700} = 0,72 \text{ ή } 72\% \quad (4.16)$$

Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D MRF Buildings w. all settlement profiles



Σχήμα 4.8: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο MRF και όλους τους τύπους καθιζήσεων.

Στο παραπάνω σχήμα 4.8 παρατίθενται οι καμπύλες ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο MRF και όλους τους τύπους καθιζήσεων. Παρατηρείται ότι για τις περιπτώσεις που έχουμε αύξηση των βελών των καθιζήσεων από τη στάθμη D1 στη D3 καθώς και για τις περιπτώσεις που το σχήμα των καθιζήσεων είναι τέτοιο που να διπλασιάζει την ενέργεια παραμόρφωσης για ίδιες μετατοπίσεις, η κατασκευή χάνει μέρος της ικανότητάς της να φέρει οριζόντια φορτία και εμφανίζεται λιγότερο «πλάστιμη». Το φαινόμενο είναι πιο έντονο στα προσομοιώματα με τις κοίλες καθιζήσεις.

4.3 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF

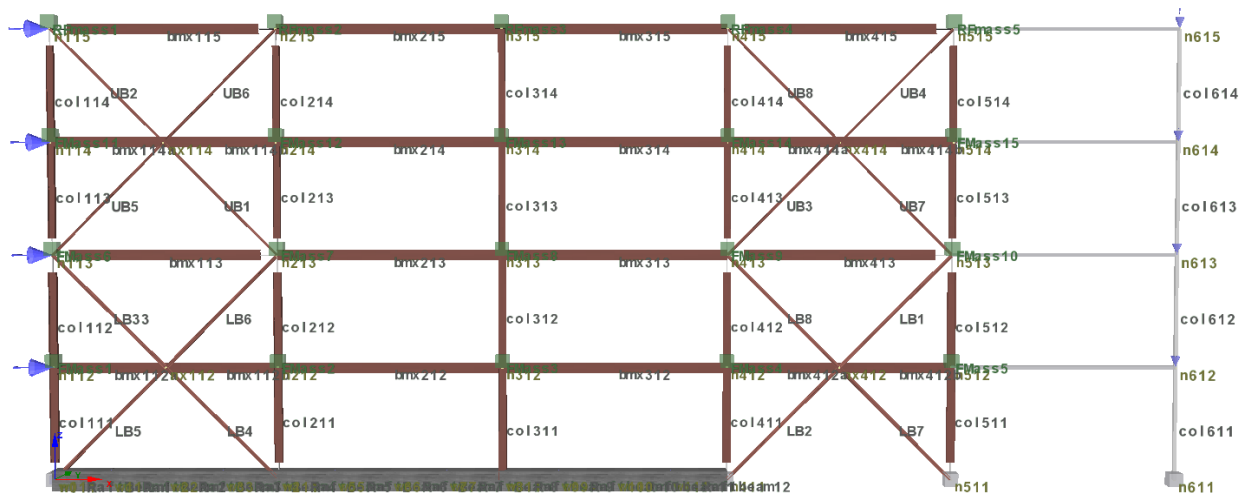
Η πρώτη ενέργεια ήταν η εκτέλεση ιδιομορφικής ανάλυσης για την απαραμόρφωτη κατασκευή προς την επίγνωση των χαρακτηριστικών της. Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος που προέκυψε για το κτήριο MRF στη διεύθυνση της διερεύνησης ήταν $T_1=0,53$ sec με ποσοστό συμμετοχής μαζών 80%. Η ολική μάζα του κτηρίου υπολογίστηκε 3745,21t. Στον πίνακα 4.3 παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης.

Πίνακας 4.3: Αποτελέσματα ιδιομορφικής ανάλυσης.

EFFECTIVE MODAL MASS PERCENTAGES		
Mode	Period	Ux
1	0,528	79,79%
2	0,196	16,95%
3	0,143	0,00%
4	0,134	2,25%
5	0,127	0,00%

4.3.1 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF με καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο»

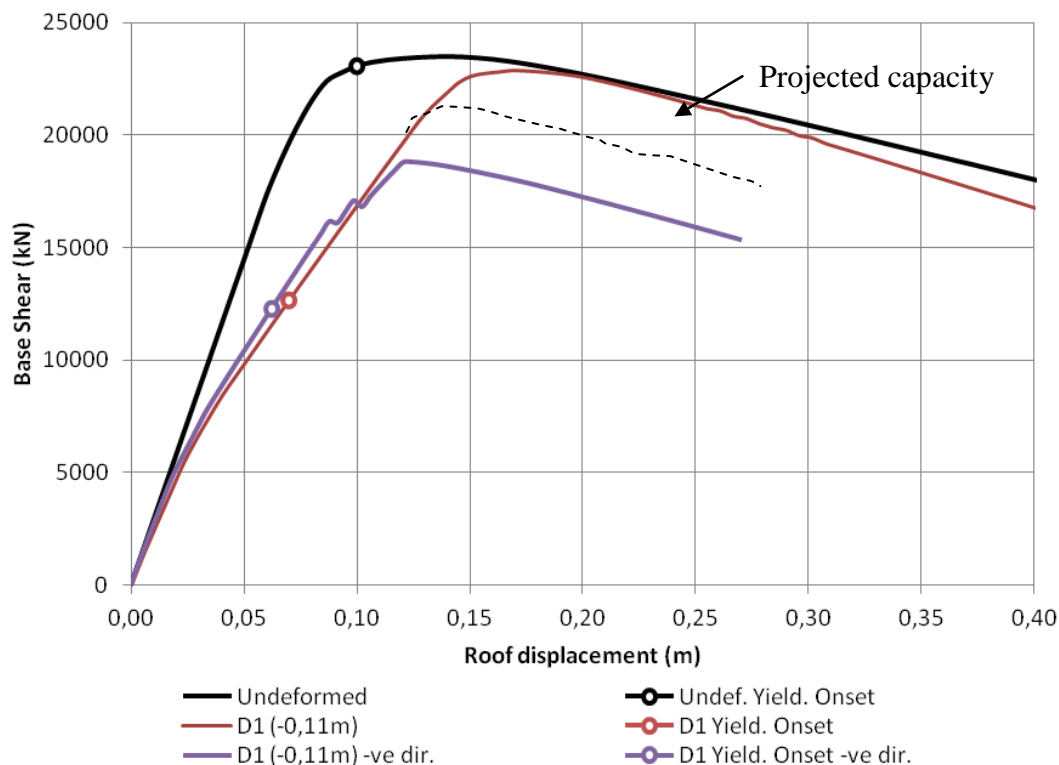
Μετά το πέρας της ιδιομορφικής ανάλυσης σειρά είχε η στατική-ανελαστική ανάλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό οριζόντιων δυνάμεων και καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο» για το κτήριο MRF (σχήμα 4.9). Πρώτα έγινε η διερεύνηση με βέλος -0,11m (στάθμη D1) και στη συνέχεια για -0,17m (στάθμη D3). Οι δυνάμεις είχαν τριγωνική κατανομή (100, 200, 300 και 400kN) με δυσμενέστερη τη δύναμη της στέγης για τους λόγους που προαναφέρθηκαν στη §4.2.



Σχήμα 4.9: Προσομοίωμα για το αρχέτυπο MRF με την ταυτόχρονη εφαρμογή σταθερού βέλους καθιζήσης τύπου «κρέμασης στο άκρο» και επαυξητικών οριζοντίων δυνάμεων.

Για τους ίδιους λόγους που αναλύθηκαν εκτενώς στα προηγούμενο εδάφιο, δηλαδή ασυμμετρίας των επιβαλλόμενων παραμορφώσεων στην κατασκευή, οι επαυξητικές οριζόντιες δυνάμεις επεβλήθησαν αρχικά από την αριστερή παρειά του κτηρίου και έπειτα από τη δεξιά. Με αυτόν τον τρόπο αναζητήθηκε η πραγματική απόκριση της κατασκευής.

Damage level 1 (D1) Capacity Curves of the 2D CBF Buildings w. Hogging settlements



Σχήμα 4.10: Καμπύλες ικανότητας για τη στάθμη βλάβης D1 για το αρχέτυπο CBF με την «κρέμαση στο άκρο».

Γίνεται κατανοητό πως η πραγματική αντοχή της κατασκευής ευρίσκεται ανάμεσα στις καμπύλες κόκκινου και μωβ χρώματος και σημειώνεται με διακεκομμένη γραμμή. Τα σημεία έναρξης των πλαστικών αρθρώσεων λαμβάνουν χώρα σε τέμνουσα βάσης 12620kN για το προσομοίωμα με την δεξιά φορά και σε 12253kN για εκείνο με την αριστερή φορά. Η έναρξη του λυγισμού των διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας δεν αποτυπώνεται πάνω στο διάγραμμα, τα μέλη αυτά είναι ευαίσθητα στις καθιζήσεις και έχουν λυγίσει πριν από τη στάθμη D1.

Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτηρίου δίχως τις καθιζήσεις είναι 23500kN περίπου για μετακίνηση οροφής (drift) 0,14m. Τα μέλη με τις πλαστικές αρθρώσεις εισέρχονται στη πλαστική περιοχή στα 23076kN για μετακίνηση οροφής 0,1m. Εκτιμάται ότι δεν θα ήταν ορθή η πρακτική υπολογισμού μιας «μέσης» τιμής έναρξης των πλαστικών αρθρώσεων για το παραμορφωμένο κτήριο της στάθμης D1, δηλαδή μεταξύ των τιμών 12253kN και 12620kN, καθώς λόγω της ανακύκλωσης των σεισμικών δράσεων το άνοιγμα των πλαστικών αρθρώσεων θα λάβει χώρα στη μικρότερη τιμή. Βέβαια σε αντιδιαστολή με την τιμή της τέμνουσας βάσης για το άνοιγμα των πλαστικών αρθρώσεων, κρίνεται λογική αυτή η πρακτική ως προς την αντοχή του κτηρίου. Βέβαια είναι πιθανό η πραγματική αντοχή να ευρίσκεται εγγυτέρα στη χαμηλότερη στάθμη και όχι ενδιάμεσα για

λόγους που θα αναπτυχθούν αναλυτικά στα συμπεράσματα. Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,11m (D1) καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε εκδήλωση πλαστικών αρθρώσεων σε στάθμη κατά 47% μικρότερη σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.17).

$$\frac{23076-12253}{23076} = 0,47 \text{ ή } 47\% \quad (4.17)$$

Ισχύουν και εδώ τα αναφερόμενα στο εδάφιο §4.2 σχετικά με τους περιορισμούς της μεθόδου ανάλυσης. Αδρομερώς, η «μέση» τιμή της μέγιστης τέμνουσας ανάμεσα στο προσομοίωμα με την επιβαλλόμενη φόρτιση από αριστερά και σε αυτό από δεξιά είναι:

$$P_{D1,Hogging} = \frac{22632+18409}{2} = 20520kN \quad (4.18)$$

Η «μέση» τιμή έχει προκύψει από το άθροισμα των τιμών για την ίδια μετατόπιση οροφής 0,15m. Παρατηρείται ότι οι μέγιστες τιμές των καμπυλών σημειώνονται σε διαφορετικές τιμές μετατόπισης οροφής. Επομένως η τιμή που υπολογίζεται με τη σχέση 4.18 αποτελεί μια *εκτίμηση* της αντοχής της κατασκευής. Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,11m καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε μείωση της αντοχής για την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 13% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.19).

$$\frac{23439-20520}{23439} = 0,13 \text{ ή } 13\% \quad (4.19)$$

Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift), αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D1,Hogging,max} = \frac{22873+8153}{2} = 11564kN \quad (4.20)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{23500-18790}{23500} = 0,2 \text{ ή } 20\% \quad (4.21)$$

Αναφορικά με τη στάθμη βλάβης D3 για το αρχέτυπο CBF με την «κρέμαση στο άκρο», η καμπύλη ικανότητας του κτηρίου παρουσιάζεται στο σχήμα 4.11. Στην περίπτωση αυτή όπως και προηγουμένως, λόγω της μη-συμμετρίας των παραμορφώσεων, η πραγματική αντοχή της κατασκευής ευρίσκεται ανάμεσα στις καμπύλες μπλε και πράσινου χρώματος και σημειώνεται με τη διακεκομμένη γραμμή. Πολλά από τα μέλη του φέροντος οργανισμού έχουν ήδη εισέλθει στην πλαστική περιοχή λόγω των καθιζήσεων πριν την επιβολή των οριζοντίων δράσεων. Εφαρμόζοντας την ίδια αδρομερή προσέγγιση όπως προηγουμένως η «μέση» τέμνουσα βάσης για μετακίνηση οροφής 0,15m είναι:

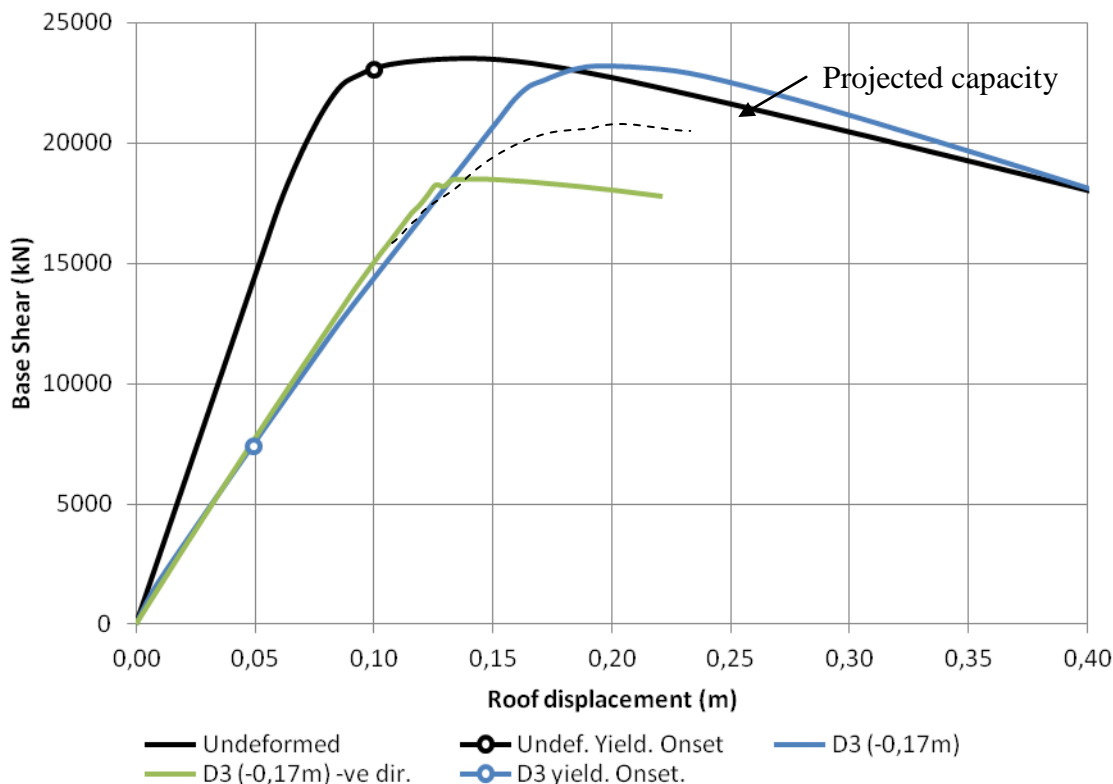
$$P_{D3,Hogging} = \frac{21045+18498}{2} = 19771kN \quad (4.22)$$

Συνεπώς καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,17m καθιζήσεων «κρέμασης στο άκρο», έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 40% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.7).

$$\frac{23439-19771}{23439} = 0,16 \text{ ή } 16\%$$

(4.23)

Damage level 3 (D3) Capacity Curves of the 2D CBF Buildings w. Hogging settlements



Σχήμα 4.11: Καμπύλες ικανότητας για τη στάθμη βλάβης D3 για το αρχέτυπο CBF με την «κρέμαση στο άκρο».

Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift), αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D3,Hogging,max} = \frac{23200+18510}{2} = 20855kN \quad (4.24)$$

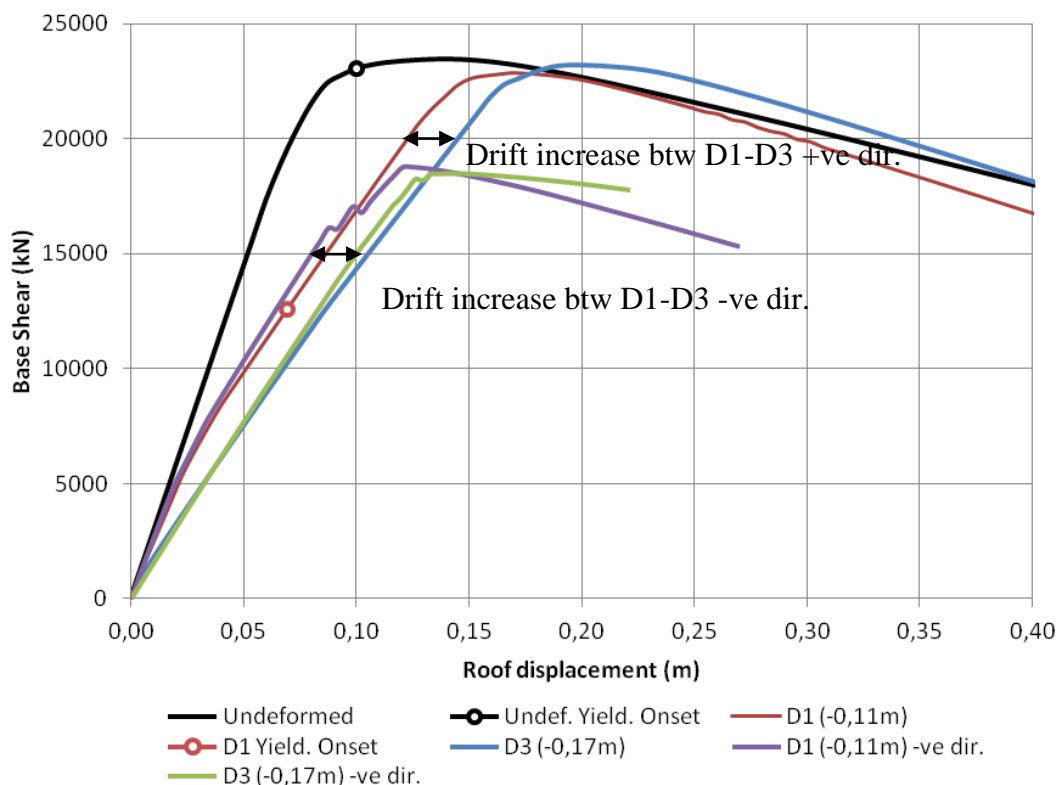
και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{23500-20855}{23500} = 0,11 \text{ ή } 11\% \quad (4.25)$$

Οι μέγιστες τιμές, όπως προαναφέρθηκε έχουν περιορισμένη αξία.

Εν κατακλείδι, όπως επιρρωνύεται και από το σχήμα 4.12, η διαφορά μεταξύ των σταθμών D1 και D3 στη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για την ίδια φορά οριζόντιων δράσεων είναι περιορισμένη. Αναγνωρίζεται ότι λόγω της περιορισμένης ικανότητας του προγράμματος να υπολογίσει επαρκώς τη μετα-λυγισμική αντοχή του κτηρίου, εκφράζονται κάποιες επιφυλάξεις αναφορικά με τη μορφή της καμπύλης ικανότητας μετά τον λυγισμό των διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας. Σε παρόμοιες περιπτώσεις μετά την έναρξη του λυγισμού έχουμε ραγδαία απομείωση της δυσκαμψίας της κατασκευής και ως αποτέλεσμα απότομη πτώση της καμπύλης από το σημείο αυτό και μετά.

Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D CBF Buildings w. Hogging settlements



Σχήμα 4.12: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο CBF με την «κρέμαση στο άκρο».

Άλλη μία χρήσιμη παρατήρηση αφορά τη μετατόπιση οροφής, όπου για την περίπτωση των προσομοιωμάτων με την επιβολή των δράσεων στην αριστερή παρειά έχουμε αύξηση κατά 2,7cm (0,147m – 0,12m), που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με 20000kN. Ενώ την επιβολή των δράσεων στη δεξιά παρειά έχουμε αύξηση κατά 2cm (0,1m – 0,08m), που αντιστοιχεί σε τέμνουσα βάσης ίση με 15000kN.

4.3.2 Σεισμική αποτίμηση κτηρίων CBF με κοίλες καθιζήσεις

Τα προσομοιώματα με τις κοίλες καθιζήσεις αναλύθηκαν ως τη σεισμική τους επάρκεια με τον ίδιο τρόπο που περιγράφηκε στο προηγούμενο εδάφιο. Έλαβε χώρα στατική-ανελαστική ανάλυση της κατασκευής για τον συνδυασμό οριζόντιων δυνάμεων και κοίλων καθιζήσεων. Πρώτα έγινε η διερεύνηση με βέλος -0,09m (στάθμη D1) και στη συνέχεια για -0,21m (στάθμη D3). Οι δυνάμεις είχαν την ίδια τριγωνική κατανομή, όπως στο προσομοίωμα με την «κρέμαση στο άκρο».

Παρατηρώντας το σχήμα 4.13 καταλήγουμε στο συμπέρασμα ότι για επιβολή -0,09m κοίλων καθιζήσεων (D1), έχουμε εκδήλωση πλαστικών αρθρώσεων σε στάθμη περίπου κατά 45% μικρότερη σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.26).

$$\frac{23076-12777}{23076} = 0,45 \text{ ή } 45\% \quad (4.26)$$

Αναφορικά με τη μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις και για μετακίνηση οροφής 0,09m, η τιμή της μέγιστης τέμνουσας είναι:

$P_{D1,sagging} = 21428kN$. Η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης του κτηρίου δίχως τις καθιζήσεις είναι 23500kN περίπου για μετακίνηση οροφής (drift) 0,14m και 23439kN για 0,15m. Επομένως για επιβολή -0,08m μέγιστου βέλους κοίλων καθιζήσεων έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 9% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.27).

$$\frac{23439-21428}{23439} = 0,09 \text{ ή } 9\% \quad (4.27)$$

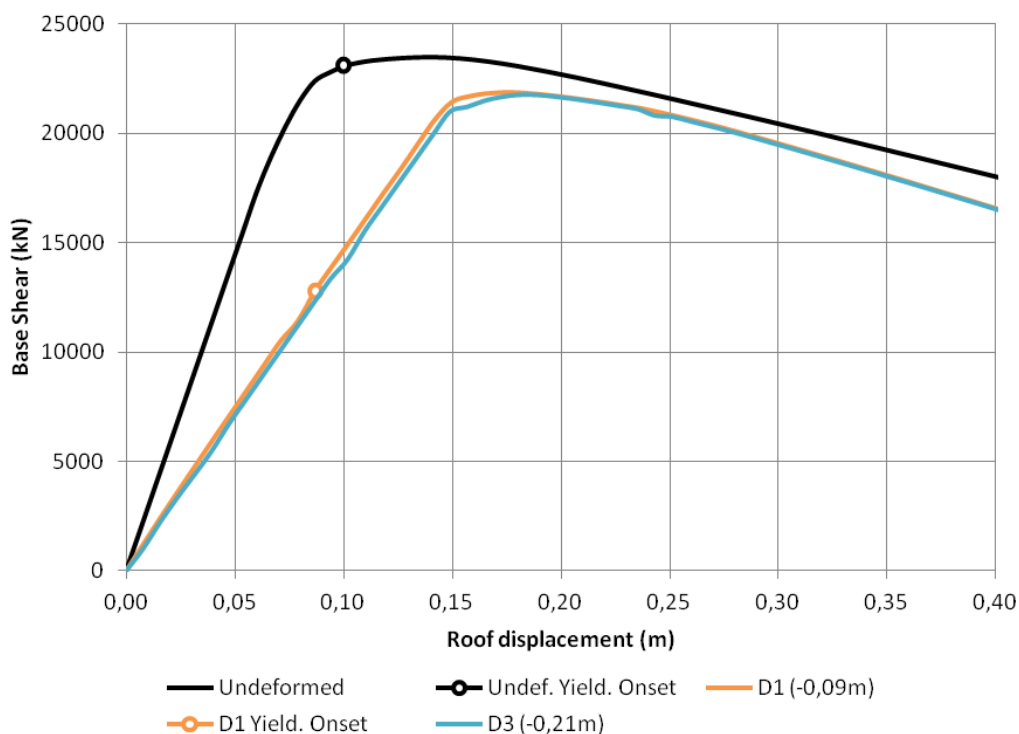
Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift), αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

$$P_{D1,sagging,max} = 21860kN \quad (4.28)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{23500-21860}{23500} = 0,07 \text{ ή } 7\% \quad (4.29)$$

Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D CBF Buildings w. Sagging settlements



Σχήμα 4.13: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο CBF με τις κοίλες καθιζήσεις.

Παρατηρείται από το σχήμα 4.13 ότι η επιβολή κοίλων καθιζήσεων επιφέρουν αύξηση στη μετακίνηση οροφής κατά 0,14m για τέμνουσα βάσης 20000kN. Αυτό αποδίδεται στην υποβάθμιση της δυσκαμψίας της κατασκευής. Αναφορικά με τη στάθμη βλάβης D3 (κοίλες καθιζήσεις βέλους -0,21m) διαπιστώνεται ότι πολλά από τα μέλη του φέροντος οργανισμού έχουν ήδη εισέλθει στην πλαστική περιοχή ή λυγίσει λόγω των καθιζήσεων

πριν την επιβολή των οριζοντίων δράσεων. Εφαρμόζοντας την ίδια προσέγγιση, όπως προηγουμένως η μέγιστη τιμή της τέμνουσας βάσης για το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις και για μετακίνηση οροφής 0,15m, είναι: $P_{D3,sagging} = 20986kN$. Επομένως για επιβολή -0,21m μέγιστου βέλους κοίλων καθιζήσεων έχουμε μείωση της αντοχής σε σχέση με την ίδια μετατόπιση οροφής κατά 67% σε σχέση με την απαραμόρφωτη κατασκευή (σχέση 4.14).

$$\frac{23439-20986}{23439} = 0,11 \text{ ή } 11\% \quad (4.30)$$

Σε περίπτωση που δεν ληφθεί υπόψη η ίδια μετατόπιση οροφής (drift), αλλά οι μέγιστες τιμές προκύπτει τέμνουσα βάσης ίση με:

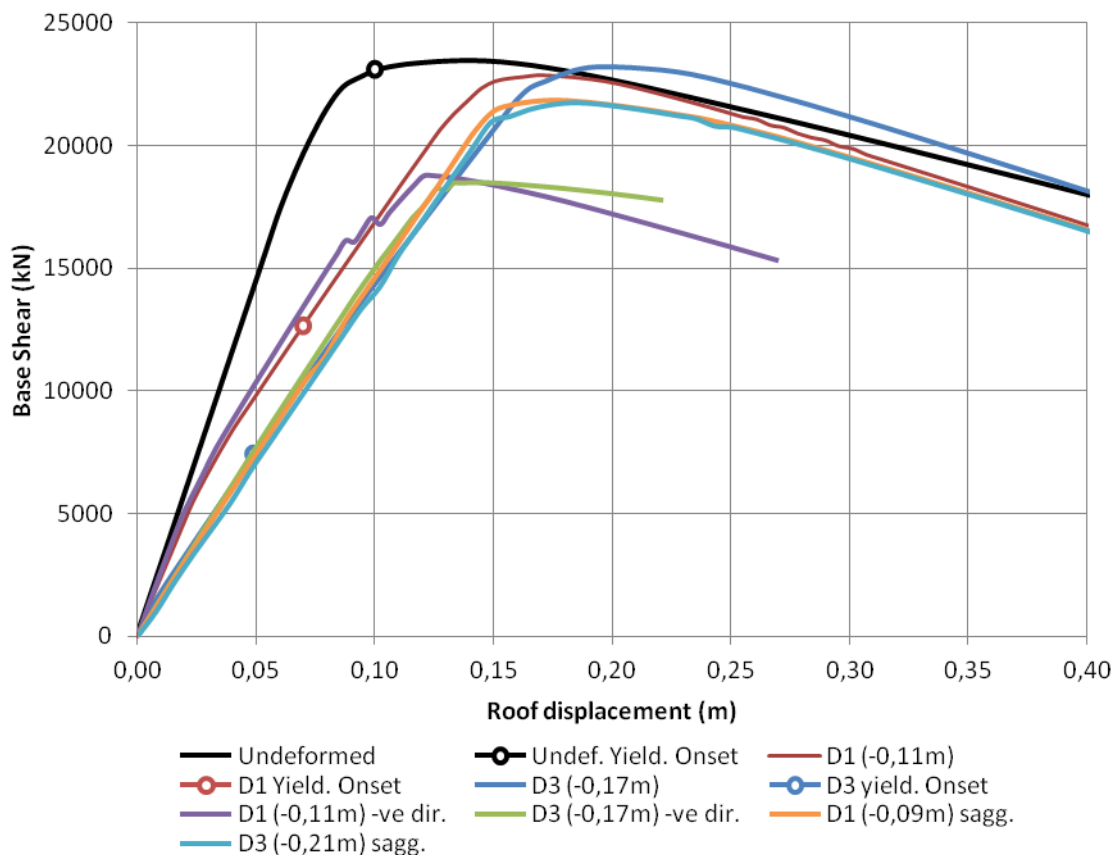
$$P_{D3,sagging,max} = 21754kN \quad (4.31)$$

και μείωση αντοχής κατά:

$$\frac{23500-21754}{23500} = 0,07 \text{ ή } 7\% \quad (4.32)$$

Στο σχήμα 4.14 παρατίθενται οι καμπύλες ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο CBF και όλους τους τύπους καθιζήσεων.

Combined (D1-D3) Capacity Curves of the 2D CBF Buildings w. all settlement profiles



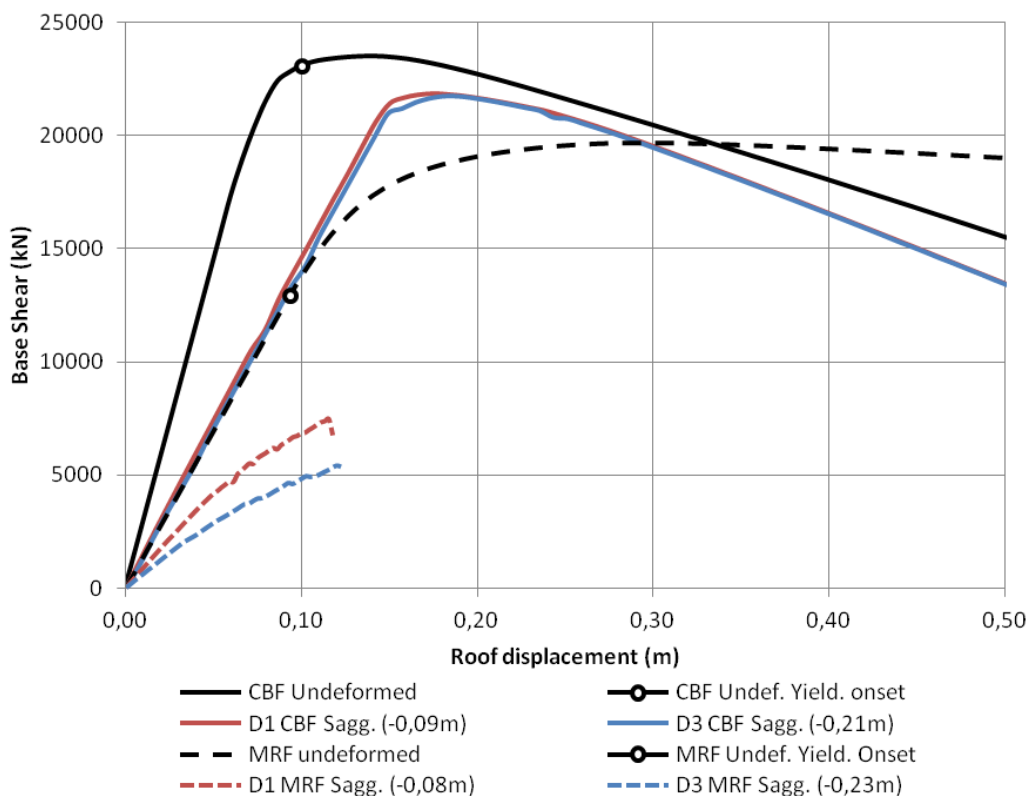
Σχήμα 4.14: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο CBF και όλους τους τύπους καθιζήσεων.

Παρατηρείται με αντιπαραβολή του σχήματος 4.8 με το σχήμα 4.14, ότι στα CBF λαμβάνει χώρα το αντίθετο από τα αποτελέσματα της ανάλυσης των MRF. Δηλαδή τα κτήρια με τους διαγώνιους συνδέσμους παρουσιάζουν μεγαλύτερη απομείωση της αντοχής τους για τις περιπτώσεις των καθιζήσεων τύπου «κρέμασης στο άκρο» σε σχέση με αυτά που έχουν φέροντα οργανισμό από πλαίσια ροπής. Πιθανή ερμηνεία του φαινομένου σχετίζεται με τη θέση των διαγώνιων συνδέσμων. Αυτοί είναι τοποθετημένοι εκατέρωθεν του κτηρίου στις άκρες, συνεπώς αν το ένα σύστημα εξ αυτών υποστεί ισχυρές λυγισμικές βλάβες λόγω του ότι ευρίσκεται πάνω από την περιοχή των καθιζήσεων, αυτομάτως μειώνεται αισθητά η ικανότητα του κτηρίου να παραλαμβάνει τις οριζόντιες δυνάμεις. Αντίθετα στο κτήριο με τα πλαίσια ροπής, μόνο μία «στήλη» φατνωμάτων θα έχει υποστεί βλάβες σε ορισμένες θέσεις.

4.4 Συμπεράσματα

Για την ευκολία της σύγκρισης και για την αποφυγή εισαγωγής παραμέτρων που σχετίζονται με την συμμετρία των καθιζήσεων το σχήμα 4.15 εστιάζει στα αποτελέσματα της ανάλυσης από τις κοίλες καθιζήσεις. Παρατηρείται ότι τα CBF σε σχέση με τα MRF εκδηλώνουν μεγαλύτερη πτώση στην καμπύλη ικανότητας μετά το σημείο μέγιστης αντοχής πράγμα που σημαίνει πως λαμβάνει χώρα ταχύτερη αποδόμηση της αντοχής τους.

Capacity Curves comparison of the MRF vs CBF Buildings w. Sagging settlements



Σχήμα 4.15: Συνδυασμός καμπύλων ικανότητας για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο CBF και όλους τους τύπους καθιζήσεων.

Τα CBF εμφανίζονται να είναι πιο ανθεκτικά απέναντι στις καθιζήσεις ανεξάρτητα από την ένταση του βέλους βύθισης, αφού εμφανίζουν αισθητά μικρότερες τιμές απομείωσης

της ικανότητας παραλαβής οριζοντίων δράσεων. Βέβαια αυτό είναι κάτι που χρήζει περαιτέρω διερεύνησης λόγω των περιορισμών του προγράμματος που αναλύθηκαν προηγουμένως. Επίσης τα CBF είναι πιο δύσκαμπτα, κάτι που άλλωστε ήταν αναμενόμενο σύμφωνα και με τα αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Σε όρους μετακίνησης οροφής ένα κτήριο με διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας το οποίο έχει παραμορφωθεί από κοίλες καθιζήσεις συμπεριφέρεται περίπου όπως ένα κτήριο από πλαίσια ροπής. Στον πίνακα 4.4 παρατίθενται οι τιμές της μείωσης, της αντοχής και της έναρξης των βλαβών των κτηρίων στην αρχική και στην παραμορφωμένη τους κατάσταση. Συμπεραίνεται ότι τα κτήρια με τα πλαίσια ροπής είναι πιο ευπαθή απέναντι στις καθιζήσεις.

Πίνακας 4.4: Σύγκριση της μείωσης της αντοχής και της έναρξης των βλαβών των κτηρίων στην αρχική και στην παραμορφωμένη τους κατάσταση.

	Archetype							
	MRF				CBF			
	Capacity Reduction (%)		Yielding Onset Reduction (%)		Capacity Reduction (%)		Yielding Onset Reduction (%)	
Damage level:	D1	D3	D1	D3	D1	D3	D1	D3
Settlement type								
Hogging	35	40	72	-	13	16	47	-
Sagging	55	67	92	-	9	11	45	-

Επιπρόσθετα θα ήταν χρήσιμο να καταλήξει η παρούσα διερεύνηση σε ορισμένες ενδεικτικές στάθμες για τα εν λόγω κτήρια για τον συνδυασμό των δράσεων του σεισμού και των καθιζήσεων. Οι στάθμες θα ήταν αντίστοιχες των περιγραφόμενων στους αμερικανικούς κανονισμούς για τις σεισμικές δράσεις. Ιδανικός στόχος για να κεφαλαιοποιηθεί η προσπάθεια αυτή θα ήταν να προκύψουν ποσοτικοποιημένα αποτελέσματα υπό τη μορφή ενδεικτικών σταθμών. Για να έχει ορθή βάση η προσέγγιση αυτή, οφείλει να λαμβάνει υπόψη την απομείωση της αντοχής των φορέων λόγω των καθιζήσεων καθώς και την αύξηση των μετακινήσεων των ορόφων από την αρχική στην παραμορφωμένη κατάσταση λόγω της επενέργειας των οριζοντίων δυνάμεων. Τελικά ο στόχος δεν κατέστη δυνατό να πραγματοποιηθεί συνολικά, καθότι όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα του πίνακα τα κτήρια MRF και CBF εκδηλώνουν διαφορετικό «μοτίβο» συμπεριφοράς.

Αδρομερώς εκτιμάται ότι για τα αρχέτυπα MRF οι ενδεικτικές στάθμες που εισήχθησαν στο τέλος του 3^{ου} κεφαλαίου, δύναται να αντιστοιχηθούν με τις «σεισμικές» στάθμες της αμέσως μεγαλύτερης κατηγορίας. Δηλαδή για παράδειγμα κτήριο MRF που ευρίσκεται σε παραμορφωσιακή κατάσταση D1 λόγω καθιζήσεων εμφανίζεται ως εάν να έχει «παραμένουσες» σεισμικές βλάβες της κατηγορίας S3. Προς το παρόν η αντιστοίχιση δεν αφορά τις τιμές των σταθμών των κανονισμών ή της λειτουργικότητας, αλλά περισσότερο την κατάσταση που βρίσκεται το κτήριο από την άποψη των βλαβών. Για να απαντηθεί με σαφήνεια το ερώτημα της αντιστοίχισης των σταθμών των καθιζήσεων με τις «σεισμικές», πρέπει να είναι γνωστή η απαιτούμενη αντοχή σχεδιασμού έναντι δράσης οριζοντίων δυνάμεων. Οπότε τότε μόνο θα γίνει σαφές αν η πραγματική αντοχή της παραμορφωμένης κατασκευής λόγω καθιζήσεων βρίσκεται πάνω ή κάτω από το όριο της σεισμικής αντοχής σχεδιασμού. Στον πίνακα 4.5 δίνεται μια συγκεντρωτική εικόνα της αντοχής της κατασκευής για τις διάφορες καταστάσεις που δύναται να βρεθεί. Επίσης

διαφαίνονται για μια φορά ακόμα οι σοβαρότατες επίπτωσης που έχουν οι καθιζήσεις στη σεισμική τρωτότητα των κατασκευών, όπου και οι σχετικά περιορισμένες καθιζήσεις της στάθμης D1 ($\leq 0,11m$) είναι πιθανόν να οδηγήσουν το κτήριο σε αδυναμία ασφαλούς παραλαβής των οριζοντίων δράσεων που προέρχονται από ισχυρά σεισμικά γεγονότα. Συνεπώς η σύγκριση των τιμών του πίνακα με την τιμή της τέμνουσας σχεδιασμού θα δώσει σαφή εικόνα σχετικά με την ένταση των παραμορφώσεων από τις καθιζήσεις που μπορεί να δεχτεί η κατασκευή.

Πίνακας 4.5: Σύγκριση σταθμών αντοχής για τα κτήρια MRF.

Στάθμη	Τέμνουσα βάσης
Αποτίμηση (μέγιστης) αντοχής από την καμπύλη ικανότητας για το κτήριο χωρίς καθιζήσεις	19700 kN
Έναρξη βλαβών (πλαστικές αρθρώσεις μελών Φ/Ο) κτηρίου χωρίς καθιζήσεις	12950 kN
Αποτίμηση (μέγιστης) αντοχής από την καμπύλη ικανότητας για το κτήριο με τις καθιζήσεις τύπου «κρέμασης στο άκρο» D1	11564 kN
Αποτίμηση (μέγιστης) αντοχής από την καμπύλη ικανότητας για το κτήριο με τις κοίλες καθιζήσεις D1	7456 kN

Επισημαίνεται ότι ορισμένες από τις τιμές του πίνακα είναι ενδεικτικές. Σε μια μελλοντική εργασία είναι σίγουρο ότι θα απαιτηθούν δυναμικές αναλύσεις για τα προσομοιώματα με τις μη-συμμετρικές καθιζήσεις «κρέμασης στο άκρο» καθότι οι στατικές – ανελαστικές αναλύσεις κρίνονται ανεπαρκείς να αποτυπώσουν επακριβώς τη συμπεριφορά της κατασκευής.

Εν κατακλείδι αναφορικά με τα κτήρια που βασίζονται στα αρχέτυπα CBF παρατηρείται από τις τιμές του πίνακα 4.4 ότι σε αντίθεση με τα MRF τη μεγαλύτερη απομείωση της αντοχής την παρουσιάζουν τα προσομοιώματα με τις καθιζήσεις «κρέμασης στο άκρο». Αυτό ενδεχομένως σχετίζεται με τη θέση των διαγωνίων συνδέσμων δυσκαμψίας, δηλαδή με το αν ευρίσκονται πάνω από περιοχές του κτηρίου, όπου οι καθιζήσεις έχουν τη δυσμενέστερη μορφή. Επισημαίνεται ότι βάσει των αμερικανικών προτύπων οι διαγώνιοι σύνδεσμοι παραλαμβάνουν πάνω από το 70% των οριζοντίων δράσεων και είναι η κύρια πηγή δυσκαμψίας του φέροντα οργανισμού εν αντιθέσει με τα MRF, όπου συνεισφορά στη δυσκαμψία έχουν όλα τα φατνώματα. Συνεπώς βλάβες στα φατνώματα των διαγωνίων συνδέσμων είναι ικανές να υποβαθμίσουν σημαντικά την ικανότητα παραλαβής οριζοντίων δράσεων.

5 Γενικά συμπεράσματα και προτάσεις μελλοντικής εργασίας.

5.1 Συμπεράσματα

Συνοψίζοντας διατυπώνονται τα ακόλουθα συμπεράσματα που αφορούν συνολικά την ανάλυση έναντι καθιζήσεων καθώς και τη σεισμική αποτίμηση:

- Ο περιορισμός των βαθμών ελευθερίας των ακριανών εδράσεων των κατασκευών στο έδαφος προς διευκόλυνση της ανάλυσης των προσομοιωμάτων με τις κοίλες καθιζήσεις, δύναται να εισάγει καταναγκασμούς που δεν αποτυπώνουν την πραγματική κατάσταση και ενδέχεται να οδηγούν σε καθοδηγούμενα αποτελέσματα.
- Στα κτήρια με τις καθιζήσεις «τύπου κρέμασης στο άκρο» λόγω της ασυμμετρίας της παραμορφωμένης ανωδομής οι στατικές-ανελαστικές μέθοδοι ανάλυσης αδυνατούν να αποτιμήσουν ορθά τη σεισμική επιτελεστικότητα της κατασκευής. Οι δυναμικές αναλύσεις προκρίνονται ως καταλληλότερες.
- Η «πραγματική» καμπύλη ικανότητας στα κτήρια με τις καθιζήσεις «τύπου κρέμασης στο άκρο» θεωρήθηκε ότι ευρίσκεται στο μέσο των δύο αναλύσεων. Αυτό μπορεί να μην είναι απολύτως ορθό, καθότι λόγω της συσσώρευσης των βλαβών στην παρειά του κτηρίου που παρουσιάζει τη χαμηλότερη αντοχή κατά τη σεισμική ανακύκλιση, η συνολική αντοχή ενδέχεται να μετατοπιστεί εγγύτερα προς την καμπύλη ικανότητας της χαμηλότερης στάθμης.
- Η εξιδανικευμένη μορφή των καθιζήσεων που προτείνεται στη βιβλιογραφία και αντιστοιχεί σε ίσες διαφορικές μετατοπίσεις για τα πέδιλα κάθε φατνώματος, είναι ευμενέστερη από τη μορφή των πραγματικών καθιζήσεων. Για το λόγο αυτό αντί για την υιοθέτηση γραμμικών σχέσεων για τις καθιζήσεις, οι αναλύσεις πραγματοποιήθηκαν είτε με δευτεροβάθμια, είτε με τριτοβάθμια πολυώνυμα.
- Οι πακτωμένες εδράσεις των στύλων επηρεάζουν δυσμενώς την αντοχή του φέροντος οργανισμού όταν η κατασκευή υποβάλλεται σε παραμορφώσεις καθιζήσεων.
- Οι δισδιάστατες αναλύσεις της παρούσας εργασίας αδυνατούν να προσομοιώσουν αλλαγές στη διατομή ανάμεσα στα εξωτερικά περιμετρικά υποστύλωμα των πλαισίων ροπής και τους εσωτερικούς βαρυτικούς στύλους.
- Τα πιο εύκαμπτα κτήρια MRF εκδηλώνουν κρίσιμες τιμές γωνιακής παραμόρφωσης σε ανώτερες θέσεις φατνωμάτων από ότι τα κτήρια CBF ανεξάρτητα από τον τύπο της επιβαλλόμενης καθίζησης.
- Οι βλάβες και στα δύο αρχέτυπα ακολουθούν την ίδια κατανομή στις δύο παρειές της όψης του κτηρίου, ανεξάρτητα με αν οι καθιζήσεις επεβλήθησαν μόνο στο ένα άκρο.
- Οι εμπειρικές στάθμες των γωνιακών παραμορφώσεων που ορίζονται στη θεμελίωση και αφορούν μέλη (δοκούς και στύλους) του Φ/Ο και διαγώνιους συνδέσμους δυσκαμψίας, βρέθηκαν επαρκείς για την αποφυγή βλαβών, αλλά

κρίνονται αρκετά συντηρητικές. Αντίθετα η στάθμη αποφυγής ρωγμών $\frac{1}{500}$ για στοιχεία Ο/Σ του ισογείου και της θεμελίωσης βρέθηκε ανεπαρκής.

- Υπάρχει καλή σύμβαση ανάμεσα στις παρατηρούμενες βλάβες από τις καθιζήσεις και στις ενδεικτικές στάθμες των «παροδικών» γωνιακών παραμορφώσεων που προτείνονται από τον αμερικανικό κανονισμό. Αυτό συμβαίνει υπό την προϋπόθεση ότι θα προσαρμοστεί κατάλληλα ο ορισμός των γωνιακών παραμορφώσεων (angular drift), ώστε να λαμβάνονται υπόψη οι ταυτόχρονες οριζόντιες και κατακόρυφες μετακινήσεις.
- Τα κτήρια MRF παρουσιάζουν μεγαλύτερες τιμές γωνιακών παραμορφώσεων ορόφων για δεδομένη τιμή καθίζησης σε σχέση με τα κτήρια CBF. Εν αντιθέσει τα κτήρια CBF εκδηλώνουν βλάβες υπό τη μορφή λυγισμού των διαγωνίων συνδέσμων τους σε χαμηλότερες στάθμες καθιζήσεων, σε σχέση με τις στάθμες που εμφανίζουν άνοιγμα πλαστικών αρθρώσεων τα μέλη των κτηρίων MRF.
- Τα προσομοιώματα με τις κοίλες καθιζήσεις δεν ερμηνεύονται καλά από τις «σεισμικές» στάθμες γωνιακών παραμορφώσεων S3. Ενδεχομένως να προκύψει καλύτερη ταύτιση αν η ανάλυση πραγματοποιηθεί σε συνάρτηση με την ενέργεια παραμόρφωσης που εισάγεται στην κατασκευή από τις καθιζήσεις και όχι βάσει της μέγιστης τιμής του βέλους βύθισης (ρ_{max}).
- Η μικρή απομείωση της σεισμικής αντοχής των αρχετύπων CBF με τις καθιζήσεις σε σχέση με τα αντίστοιχα MRF, ενδέχεται να οφείλεται και στην αδυναμία της ανάλυσης να αποδώσει επαρκώς τα λυγισμικά φαινόμενα των διαγωνίων συνδέσμων.

5.2 Προτάσεις μελλοντικής εργασίας

Σε εκκρεμότητα παραμένει η διατύπωση των ενδεικτικών «σεισμικών» σταθμών επιτελεσματικότητας που θα λαμβάνουν υπόψη τυχόν προϋπάρχουσες παραμορφώσεις από τις καθιζήσεις. Η διατύπωσή τους σκοντάφτει στις αντικειμενικές δυσκολίες που εκτέθηκαν αναλυτικά στα συμπεράσματα του 4^{ου} κεφαλαίου. Θα είχε ενδιαφέρον να διερευνηθεί σε ποια τιμή του βέλους των καθιζήσεων (ρ_{max}) σχηματίζεται το «οροπέδιο» που περιγράφηκε στη §4.2.1 για τις στάθμες βλάβης D1-D3 για το αρχέτυπο MRF με την «κρέμαση στο άκρο». Επίσης θα είχε ενδιαφέρον να διερευνηθεί η συμπεριφορά έναντι καθιζήσεων παλαιών κτηρίων που δεν διαθέτουν συνδετήριες δοκούς στα πέδιλά τους. Τα πέδιλα των κτηρίων αυτών πέρα από τις κατακόρυφες βυθίσεις, δύναται να μετακινηθούν και οριζόντια. Ένα ακόμα πεδίο έρευνας θα ήταν η διερεύνηση της επίδρασης που έχουν στην αντοχή των κατασκευών, οι καθιζήσεις μεμονωμένων πέδινων. Κάτι τέτοιο θα απαιτούσε ασφαλώς την κατασκευή τρισδιάστατων προσομοιωμάτων. Τέλος η υιοθέτηση δυναμικών αναλύσεων θα έλυνε αρκετά από τα προβλήματα που αντιμετώπισε η παρούσα εργασία, θα προσέδιδε μεγαλύτερη ακρίβεια στα αποτελέσματα και θα διευκόλυνε την εξαγωγή κριτηρίων.

6 Βιβλιογραφία

1. Βάγιας Ι., Ερμόπουλος Ι., Ιωαννίδης Γ., (2005). «Σχεδιασμός δομικών έργων από χάλυβα». Εκδόσεις Κλειδάριθμος, Αθήνα.
2. Barnes G. E., (2000). “Soil Mechanics – Principle and Practice”. Palgrave Macmillan, Hampshire.
3. Bird J.F., Crowley H., Pinho R. and Bommer J.J., (2005). “Assessment of building response to liquefaction-induced differential ground deformation”. Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering, Vol. 38, No. 4.
4. Bjerrum L. (1963), “Relation between Observed and Calculated Settlement of Structures in Clay, and Sand”. Norwegian Geotechnical Institute Bulletin, Oct 1969.
5. Boscardin M. D. and Cording E. J. (1989). “Building response to excavation-induced settlement”. Journal of Geotechnical Engineering 115, No.1, 1-21.
6. Bowles, J.E. (1997). “Foundation analysis and design”. 5th Edition, McGraw-Hill Inc.
7. BRE Digest 251 (1990). “Assessment of damage in low rise buildings”. Building Research Establishment Digest, HMSO, London.
8. Burland J. B. And Wroth C. P. (1975). “Settlement of buildings and associated damage”. Building Research Establishment, Garston, Eng., 1975, 44 pages, CP 33/75.
9. Burland J. B., Broms B.B and de Mello V. F. B. (1978). “Behaviour of foundations and structures”. Proc. 9th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo.
10. Burland J. B., Standing J. R. and Jardine, F. M. (2001). “Building response to tunnelling”. Case studies from construction of the Jubilee Line extension”. Volume 1 Projects and Methods. CIRIA special publication 200. Thomas Telford, London.
11. EN 1990 (2002). Eurocode – Basis of structural design. Brussels: CEN.
12. EN 1993-1-1 (2005). Eurocode – Design of steel structures – Part 1-1 General rules and rules for buildings. Brussels: CEN.
13. FEMA (1997). “FEMA 273: NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings”. Federal Emergency Management Agency (FEMA).
14. Giardina G., Hendriks M. A. N., and Rots J. G., (2014). “Damage Functions for the Vulnerability Assessment of Masonry Buildings Subjected to Tunneling”. ASCE Journal of Structural Engineering.
15. Grand R., Christian J. T. and Vanmarcke E. H. (1974). “Differential settlement of buildings”. Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE 100, No. GT9, 973-991.
16. Indian Standard (2006). “Code of practice for design and construction of foundations in soils: general requirements”. 3rd Edition. Bureau of Indian Standards. New Delhi.
17. ISO (1997). “ISO 4356: Bases for the design of structures -- Deformations of buildings at the serviceability limit states”. International Organization for Standardization.
18. Jennings J. E. And Kerrich, J. E. (1962). “The heaving of buildings and the associated economic consequences, with particular reference to Orange Free State Goldfields”. The Civ. Engr in South Africa 5, No. 5, 55-122.
19. Little M. E. R. (1969). “Design for movement in buildings”. Discussion, Section 6, Proc. Symp. The Concrete Society, London.
20. Meyerhof G. G. (1947). “The settlement analysis of building frames”. The structural engineer 25, 369-409.
21. Meyerhof G. G. (1956). “Settlement analysis of six structures in Chicago and London”. Discussion on paper by Skempton et al.. Proc. ICE 5, No.1, 170.

22. NIST (2010). "Evaluation of the FEMA P-695 Methodology for Quantification of Building Seismic Performance Factors." Report No NIST GCR 10-917-8, prepared for the National Institute of Standards by the NEHRP Consultants Joint Venture, CA.
23. Peck R. B., Deere D. U. and Capacete J. L. (1956). "The allowable settlement of buildings". Discussion on paper by Skempton A. W. and MacDonald D. H.. Proc. Inst. Civ. Engrs. 5, Pt.III, 778-781.
24. Polshin D. E. and Tokar R. A. (1957). "Maximum allowable non-uniform settlement of structures". 4th Int. Conf. Soil Mech. & Found. Engng., Vol.1, 402-405.
25. SeismoStruct User Manual ver. 7.0, (2015). SeismoSoft, Pravia.
26. Skempton A. W. and MacDonald D. H. (1956). "Allowable settlement of buildings". Proc. Inst. Civ. Engrs. 5, Pt III, 727-768.
27. Smit G. (2010). "The behaviour of modern flexible framed structures undergoing differential settlement." PhD Thesis, University of Southampton, Southampton, UK.
28. Som N.N. and Das S.C. (2003). "Theory and practice of foundation design". Prentice-Hall of India, New Delhi.
29. Terzaghi, K. (1935). "The actual factor of safety in foundations". Struct. Eng. 13, 126-161.
30. Timosenko, S. (1957). "Strength of Materials – Part I". D van Nostrand, London.