



**National Technical
University of Athens**

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ

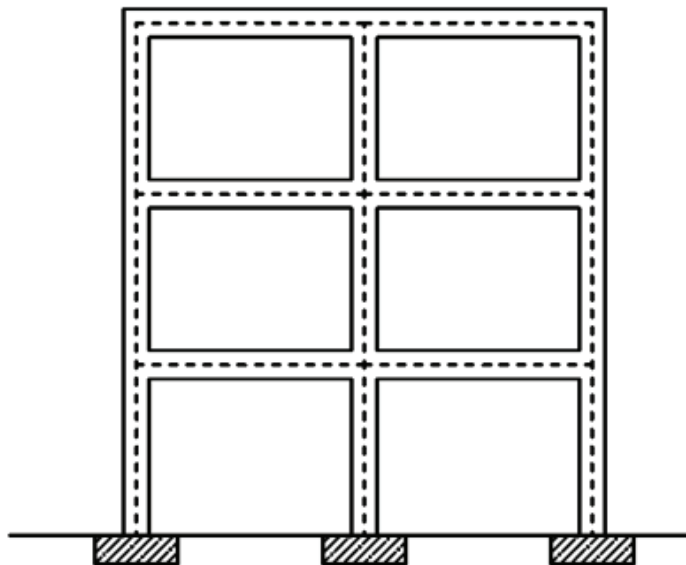
ΣΧΟΛΗ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ

ΤΟΜΕΑΣ ΔΟΜΟΣΤΑΤΙΚΗΣ

ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΕΚΤΙΜΗΣΗ ΣΕΙΣΜΙΚΗΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ ΑΚΑΜΠΤΩΝ ΛΙΚΝΙΖΟΜΕΝΩΝ ΣΩΜΑΤΩΝ ΣΤΟΥΣ ΔΙΑΦΟΡΕΤΙΚΟΥΣ ΟΡΟΦΟΥΣ ΜΙΑΣ ΚΑΤΑΣΚΕΥΗΣ

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ
ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ ΒΕΝΙΖΕΛΟΣ



ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:
ΜΙΧΑΗΛ ΦΡΑΓΚΙΑΔΑΚΗΣ
ΕΠΙΚΟΥΡΟΣ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ ΕΜΠ

Αθήνα

Μάρτιος 2019

ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Η παρούσα διπλωματική εργασία εκπονήθηκε το διάστημα μεταξύ Ιανουαρίου 2018 και Μαρτίου 2019, στο πλαίσιο του πτυχιακού προγράμματος του Τμήματος Πολιτικών Μηχανικών του Εθνικού Μετσόβιου Πολυτεχνείου.

Με το πέρας της εργασίας μου, αισθάνομαι την ανάγκη αλλά και την υποχρέωση να εκφράσω τις ευχαριστίες μου στους ανθρώπους με τους οποίους συνεργάστηκα και έπαιξαν καθοριστικό ρόλο στην πραγματοποίησή της.

Αρχικά θα ήθελα να ευχαριστήσω τον επιβλέποντα καθηγητή μου κ. Μιχαήλ Φραγκιαδάκη για τη δυνατότητα που μου έδωσε να πραγματοποιήσω την πτυχιακή μου εργασία, για την πολύτιμη καθοδήγηση και την εμπιστοσύνη που μου έδειξε.

Ιδιαίτερες ευχαριστίες εκφράζω στον υποψήφιο διδάκτορα κ. Σπύρο Διαμαντόπουλο για το πραγματικό ενδιαφέρον του, τις διορθώσεις, τις πολύτιμες υποδείξεις του, καθώς και για την υπέροχη συνεργασία που είχαμε. Τους ευχαριστώ για τις γνώσεις που μου μετέδωσαν και για τον πολύτιμο χρόνο που διέθεσαν, συμβάλλοντας τα μέγιστα στην κατάρτιση της εργασίας μου.

Ένα μεγάλο ευχαριστώ θέλω να εκφράσω στην οικογένεια μου για τη συνεχή στήριξη στη διάρκεια των σπουδών μου, ώστε να είμαι σήμερα στην ευχάριστη θέση να ολοκληρώνω τις σπουδές μου σε ένα από τα καλύτερα πανεπιστήμια της Ελλάδας αλλά και παγκόσμια. Πέραν όμως από την πολύτιμη αυτή στήριξη, τους ευχαριστώ για τις αρχές που μου έδωσαν και για όλα αυτά που μου έχουν προσφέρει στη ζωή μου.

Κλείνοντας θέλω να ευχαριστήσω όλους τους συμφοιτητές μου με τους οποίους συνεργάστηκα τα πέντε όμορφα χρόνια της φοιτητικής μας ζωής και να τους ευχηθώ καλή επαγγελματική σταδιοδρομία.

ΠΕΡΙΛΗΨΗ – ABSTRACT

Η παρούσα διπλωματική εργασία μελετά την συμπεριφορά άκαμπτων λικνιζομένων σωμάτων στους διαφορετικούς ορόφους μίας κατασκευής. Γίνεται εκτίμηση της σεισμικής τρωτότητας των αντικειμένων αυτών και εξάγονται διάφορα συμπεράσματα.

Στο πρώτο κεφάλαιο γίνεται περιγραφή και προσομοίωση του τριώροφου υπό μελέτη κτηρίου δύο ανοιγμάτων όπου παρουσιάζονται τα χαρακτηριστικά στοιχεία του, τα υλικά που χρησιμοποιήθηκαν και οι φορτίσεις. Ορίζονται επίσης οι κόμβοι, οι διατομές, οι μάζες και γίνεται έλεγχος των μελών κατά την διαστασιολόγηση.

Στο δεύτερο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι τρεις μέθοδοι ανάλυσης (ιδιομορφική, στατική μη-γραμμική pushover, δυναμική μη-γραμμική). Για τη ιδιομορφική ανάλυση παρουσιάζονται οι δύο πρώτες ιδιοπεριόδους του κτηρίου, στη στατική μη-γραμμική pushover παρουσιάζεται η καμπύλη ικανότητας της κατασκευής και στη δυναμική μη-γραμμική παρουσιάζονται οι σεισμικές καταγραφές που θα χρησιμοποιηθούν στα παρακάτω κάτω κεφάλαια.

Στο τρίτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μέθοδος πολλαπλών λωρίδων που περιγράφει την συμπεριφορά των κτηρίων σε σεισμούς μακρινού πεδίου (δυναμική μη-γραμμική ανάλυση). Ορίζεται το μέτρο έντασης IM, η παράμετρος απαίτησης EDP και γίνεται εκτενής περιγραφή της μεθοδολογίας.

Στο τέταρτο κεφάλαιο γίνεται η εισαγωγή στα μη-δομικά στοιχεία κατασκευών και στο σχεδιασμό με βάση την επιτελεστικότητα τους. Ακολουθεί ο λικνισμός άκαμπτου σώματος υπό αρμονικό παλμό (εισαγωγή, εξισώσεις housner, τρόποι ανατροπής, επιρροή χαρακτηριστικών σώματος, αριθμητική προσομοίωση περιεχόμενων κατασκευών). Τέλος περιγράφονται οι καμπύλες τρωτότητας και προτείνονται οι οριακές καταστάσεις.

Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζονται οι καμπύλες τρωτότητας (S_a , PFA, PFV) και εξάγονται τα συμπεράσματα και στο έκτο κεφάλαιο γίνεται σύγκριση της καμπύλης τρωτότητας S_a με αυτή των Ishiyama και βρίσκουμε σε πια καμπύλη συγκλίνει περισσότερο η καμπύλη τρωτότητας S_a .

ΠΙΝΑΚΑΣ ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΩΝ

ΠΕΡΙΛΗΨΗ – ABSTRACT	iii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ	iv
1. ΚΤΗΡΙΟ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	1
1.1. Περιγραφή και προσομοίωση	1
1.2. Χαρακτηριστικά στοιχεία τριώροφου κτιρίου	1
1.3. Υλικά	2
1.4. Φορτίσεις	3
1.5. Ορισμός κόμβων	3
1.6. Ορισμός διατομών	4
1.7. Ορισμός μελών	6
1.7.1. Συγκεντρωμένη πλαστικότητα	7
1.7.2. Κατανεμημένη πλαστικότητα	7
1.8. Ορισμός μαζών	8
1.9. Έλεγχοι μελών κατά τη διαστασιολόγηση τριώροφου κτιρίου	10
2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ	11
2.1. Ιδιομορφική Ανάλυση	11
2.2. Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση	12
2.3. Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση	13
2.4. Σεισμικές καταγραφές μακρινού πεδίου	15
3. ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΚΤΗΡΙΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΜΑΚΡΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ - ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΟΛΛΑΠΛΩΝ ΛΩΡΙΔΩΝ	17
3.1. Ορισμός	17
3.2. Μέτρο έντασης IM	17
3.3. Παράμετρος απαίτησης EDP	18
3.4. Μεθοδολογία	19
4. ΜΗ-ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ, ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΡΜΟΝΙΚΟ ΠΑΛΜΟ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ	23
4.1. ΜΗ-ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ	23
4.1.1. Εισαγωγή	23

4.1.2. Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μη-δομικών στοιχείων	25
4.2. ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΡΜΟΝΙΚΟ ΠΑΛΜΟ	26
4.2.1. Εισαγωγή	26
4.2.2. Εξισώσεις Housner	28
4.2.3. Τρόποι ανατροπής – Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής	31
4.2.4. Επιρροή των χαρακτηριστικών του σώματος	33
4.2.5. Αριθμητική προσομοίωση περιεχόμενων κατασκευών	36
4.3. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ	
4.3.1. Εισαγωγή	37
4.3.2. Μέτρο έντασης (Intensity Measures – IMs)	39
4.3.3. Ανάλυση της τρωτότητας	39
4.3.3.1. Πιθανολογικό μοντέλο σεισμικής τρωτότητας	39
4.3.3.2. Παράμετρος σεισμικής απαίτησης EDP	41
4.3.3.3. Θεώρημα ολικής πιθανότητας	41
4.3.3.4. Καμπύλες τρωτότητας λικνιζομένων σωμάτων	42
4.3.3.5. Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις	43
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	45
5.1. Αποτελέσματα.....	46
5.2. Συμπεράσματα.....	82
6. ISHIYAMA - NABESHIMA.....	85
6.1. Σύγκριση καμπύλης τρωτότητας S_a με τις καμπύλες Ishiyama και Nabeshima.....	85
6.2. Έλεγχος αστοχίας κατά Ishiyama	98
7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ.....	99

1. ΚΤΗΡΙΑ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

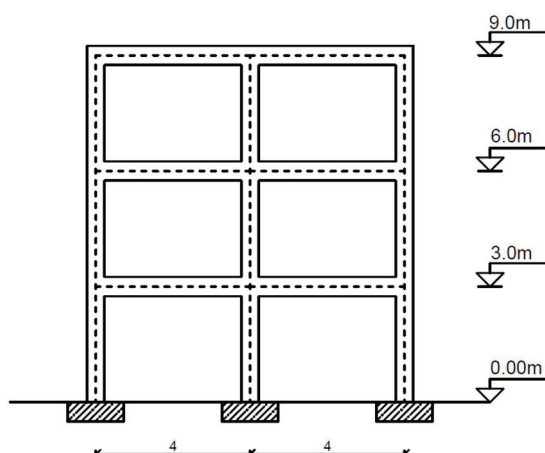
1.1. Περιγραφή και προσομοίωση

Το μοντέλο που σχεδιάστηκε και μελετήθηκε είναι ένα τριώροφο πλαίσιο δύο ανοιγμάτων το οποίο αντιπροσωπεύει κτίριο από οπλισμένο σκυρόδεμα στις δύο διαστάσεις (2D analysis).

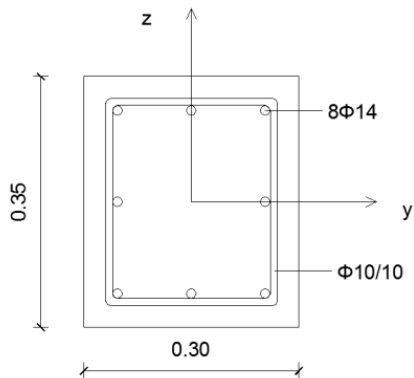
Η προσομοίωση και οι αναλύσεις του πλαισίου πραγματοποιήθηκαν χρησιμοποιώντας το λογισμικό OpenSEES του PEER Center και το λογισμικό MATLAB R2016a της εταιρείας MathWorks.

1.2. Χαρακτηριστικά στοιχεία τριώροφου κτιρίου

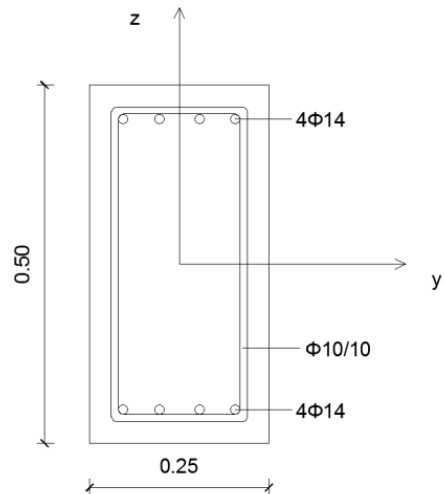
Το τριώροφο κτήριο αποτελείται από δύο ανοίγματα μήκους 4m (span) έκαστο και από τρεις ορόφους ύψους 3m (storyheight) έκαστος. Ο φέρων οργανισμός του πλαισίου αποτελείται από ορθογωνικά υποστυλώματα που έχουν διαστάσεις 0.35m*0.30m, δοκούς διαστάσεων 0.50m*0.25m και πλάκες πάχους 0.15m. Η διαφραγματική λειτουργία του πλαισίου εξασφαλίζεται με την συνεργασία των δοκών και τμημάτων της πλάκας. Το συνεργαζόμενο πλάτος των πλακοδοκών είναι $b_{eff} = b_w + \sum b_{eff,l} = 1.65m$. Τα υποστυλώματα και οι δοκοί οπλίζονται με βάση τον Ευρωκώδικα 8. Συγκεκριμένα στα υποστυλώματα τοποθετείται διαμήκης οπλισμός 3Φ14 σε κάθε πλευρά της διατομής τους, άρα συνολικά 8Φ14 (ποσοστό οπλισμού $\rho_l = 1.17\%$). Στις δοκούς τοποθετείται διαμήκης οπλισμός 4Φ14 στην άνω και 4Φ14 στην κάτω πλευρά της διατομής τους ($\rho_l = 0.49\%$). Ο εγκάρσιος οπλισμός που τοποθετείτε είναι Φ10/10. Η επικάλυψη του σκυροδέματος των οπλισμών είναι $c = 30mm = 0.03m$.



Τομή τριώροφου κτιρίου στη διεύθυνση x



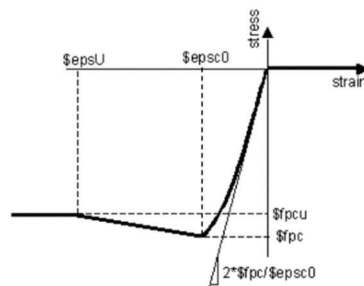
(α) λεπτομέρεια διατομής υποστυλώματος



(β) λεπτομέρεια διατομής δοκού.

1.3. Υλικά

Το σκυρόδεμα που χρησιμοποιείται είναι ποιότητας C25/30 με αντοχή σχεδιασμού $f_{cd} = f_{ck} / 1.5 = 25 / 1.5 = 16.67 MPa$. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος είναι $E_c = 31 GPa$ και το ειδικό βάρος του $25 kN/m^3$. Ο χάλυβας με τον οποίο σπλιζονται τα πλαίσια είναι ποιότητας B500C με αντοχή σχεδιασμού $f_{yd} = f_{yk} / 1.15 = 500 / 1.15 = 434.78 MPa$ και κράτυνση 1%. Το μέτρο ελαστικότητας του χάλυβα είναι $E_s = E_{young} = 200 GPa$ και το ειδικό βάρος του $78.6 kN/m^3$. Επίσης, ορίζεται ένα ακόμα υλικό, το περισφιγμένο σκυρόδεμα το οποίο αναλύεται στον ορισμό των διατομών. Οι εντολές που προγραμματίζονται στο OpenSEES για τον καθορισμό των υλικών είναι για το σκυρόδεμα η uniaxialMaterial Concrete01 και για τον χάλυβα η uniaxialMaterial Steel01. Το μέτρο ελαστικότητας του σκυροδέματος στην ελαστική ανάλυση λαμβάνεται $E_c = 2 \times f_{cd} / \epsilon_c = 2 \times 16.67 / 0.002 = 17000 MPa = 17 GPa$ όπως φαίνεται και από το παρακάτω διάγραμμα.



Χαρακτηριστική σχέση υστέρησης τάσης-παραμόρφωσης σκυροδέματος.

1.4. Φορτίσεις

Οι φορτίσεις που ασκούνται στα πλαίσια είναι:

$$\text{Ίδιο βάρος πλάκας:} \quad g_{ολ} = 25 \times 0.15 \times (2+2) = 15 \text{ kN/m} \quad (1)$$

$$\text{Πρόσθετα μόνιμα:} \quad g' = 1.5 \times 4 = 6 \text{ kN/m} \quad (2)$$

$$\text{Συνολικά μόνιμα:} \quad g = g_{ολ} + g' = 21 \text{ kN/m} \quad (3)$$

$$\text{Κινητά:} \quad q = 2 \times 4 = 8 \text{ kN/m} \quad (4)$$

Ως πλάτος επιρροής λαμβάνεται μήκος 4m

Οι συνδυασμοί φορτίσεων είναι:

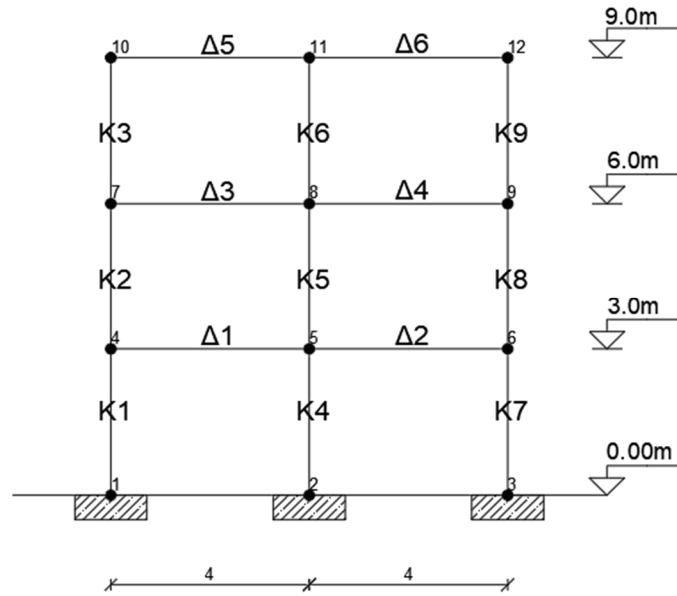
$$\text{ΟΚΑ:} \quad q_G = 1.35g + 1.5q = 40.35 \text{ kN/m} \quad (5)$$

$$\text{Σεισμικός συνδυασμός:} \quad q_E = g + 0.3q = 23.40 \text{ kN/m} \quad (6)$$

1.5. Ορισμός κόμβων

Στην αρχή του κώδικα ορίζεται το μοντέλο της κατασκευής, δηλαδή η χωρική του διάσταση που είναι 2D και ο αριθμός βαθμών ελευθερίας των κόμβων που είναι 3 (εντολή `model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3`). Οι κόμβοι βρίσκονται στα κέντρα βάρους των διατομών των άκρων των δομικών μελών. Ως άκρα κάθε δομικού μέλους προσδιορίζουν την θέση και τη διεύθυνση του στο επίπεδο. Κατά τον ορισμό των κόμβων, ορίζονται οι συντεταγμένες-θέσεις των κόμβων στο επίπεδο με τη χρήση της εντολής `node` και έπειτα δεσμεύονται οι βαθμοί ελευθερίας των κόμβων στήριξης στο έδαφος (εντολή `fix`) δηλαδή προσομοιώνονται με πλήρεις πακτώσεις.

Απαραίτητη διαδικασία αναφορικά με τους κόμβους αποτελεί η αρίθμηση αυτών με σκοπό τη σωστή χρήση τους. Οι κόμβοι επιλέγεται να αριθμηθούν από κάτω προς τα πάνω και από αριστερά προς τα δεξιά του κτηρίου - εδάφους: κόμβοι 1-2-3, 1^{ος} όροφος: κόμβοι 4-5-6, 2^{ος} όροφος: κόμβοι 7-8-9 και 3^{ος} όροφος: κόμβοι 10-11-12



μοντέλο τριώροφου κτιρίου

1.6.Ορισμός διατομών

Οι διατομές των μελών περιγράφονται ως διατομές ινών με την εντολή section Fiber{patch quad... layer straight...}. Στην εντολή patch quad σχεδιάζεται η διατομή σκυροδέματος με διάκριση περισφιγμένων και απερίσφικτων τμημάτων. Η περίσφιξη επιτυγχάνει την αύξηση της παραμόρφωσης αστοχίας του σκυροδέματος ϵ_{cu} μέσω της τριαξονικής καταπόνησης και άρα την αύξηση της θλιπτικής αντοχής του σκυροδέματος. Ωστόσο, ενεργεί μόνο στον πυρήνα της διατομής που εσωκλείεται από τους εγκάρσιους οπλισμούς (συνδετήρες) ενώ η περιοχή της επικάλυψης παραμένει απερίσφικτη. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται οι παρακάτω τύποι για τον υπολογισμό της περίσφιξης του σκυροδέματος:

$$\begin{aligned} \text{Διαστάσεις πυρήνα διατομής:} \quad & b_0 = b - 2 \times \text{cover} \\ & h_0 = h - 2 \times \text{cover} \end{aligned} \quad (7)$$

$$\begin{aligned} \text{Αποδοτικότητα περίσφιξης:} \quad & \alpha = \alpha_n \times \alpha_s \\ & \alpha_n = 1 - \frac{b_0^2 + h_0^2}{3 * b_0 * h_0} \\ & \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0}\right) * \left(1 - \frac{s}{2 * h_0}\right) \end{aligned} \quad (8)$$

s : απόσταση συνδετήρων

Μηχανικό ποσοστό συνδετήρων:
$$\omega = \left(A_s * \frac{2*b_o+2*h_o}{b_o*h_o*s} \right) * \left(\frac{f_{yd}}{f_{cd}} \right) \quad (9)$$

Για $a.\omega < 0.1$ ισχύει:
$$f_{c,conf} = f_{cd} * (1 + 1.25 * \alpha * \omega) \quad (10)$$

αλλιώς
$$f_{c,conf} = f_{cd} * (1.125 + 1.25 * \alpha * \omega) \quad (11)$$

Τάση θλιπτικής αντοχής περισφιγμένου σκυροδέματος
$$f_c = 0.85 * f_{c,conf} \quad (12)$$

Παραμόρφωση διαρροής περισφιγμένου σκυροδέματος:
$$\epsilon_c = \epsilon_{co} * f_{c,conf} / f_{cd} \quad (13)$$

Παραμόρφωση αστοχίας περισφιγμένου σκυροδέματος:
$$\epsilon_c = \epsilon_{cu} + 0.1 * \alpha * \omega \quad (14)$$

Μέτρο ελαστικότητας περισφιγμένου σκυροδέματος:
$$E_c = f_{c,conf} / \epsilon_{co} \quad (15)$$

Τα περισφιγμένα και απερίσφιγκτα τμήματα που δημιουργούνται διακριτοποιούνται-υποδιαιρούνται σε επιμέρους τμήματα ανάλογα με τις διαστάσεις του καθενός. Με την εντολή *layer straight* ορίζεται ο διαμήκης οπλισμός στη διατομή. Ο εγκάρσιος οπλισμός-συνδετήρες είναι αδύνατον να προσομοιωθεί με τις εντολές που διαθέτει το συγκεκριμένο πρόγραμμα, επομένως συμμετέχει στο πρόγραμμα μόνο στην ιδιότητα της περισφίξης που περιγράφηκε εκτενώς παραπάνω.

1.7. Ορισμός μελών

Για τον ορισμό των υποστυλωμάτων και των δοκών θεωρούνται δύο παραδοχές. Η πρώτη είναι η πλήρης γεωμετρική μη γραμμικότητα των μελών (εντολή *Corotational*) και η δεύτερη είναι τα φαινόμενα δευτέρας τάξεως P-Δ (εντολή *PDelta*). Η πλήρης γεωμετρική μη

γραμμικότητα των μελών λαμβάνει υπόψη τις μεγάλες μετατοπίσεις των μελών. Τα φαινόμενα PDelta συμπεριλαμβάνουν στις αναλύσεις μια πρόσθετη δευτερεύουσα ροπή, η οποία δημιουργείται κατά την φόρτιση P του πλαισίου και οφείλεται στη μετατόπιση Δ του ενός άκρου του μέλους σε σχέση με το άλλο. Και οι δύο παραδοχές αφού εφαρμόστηκαν έδωσαν σχεδόν τα ίδια αποτελέσματα.

Επίσης, λαμβάνονται υπόψη και οι παρακάτω περιπτώσεις: ελαστικά μέλη, γραμμικά-ελαστικά μέλη με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα και μη γραμμικά μέλη. Οι εντολές είναι element elasticBeamColumn, element beamWithHinges και element nonlinearBeamColumn αντίστοιχα. Η παραδοχή των ελαστικών μελών περιλαμβάνει το εμβαδόν της διατομής A, τη ροπή αδράνειας I_z και το μέτρο ελαστικότητας $E_c = 17GPa$, δηλαδή τη δυσκαμψία του μέλους. Στα γραμμικά-ελαστικά μέλη με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα υπεισέρχεται η διατομή όπως έχει οριστεί στον ορισμό διατομών, το μήκος πλαστικής άρθρωσης $L_e = h$ (ύψος διατομής), το εμβαδόν της διατομής A, η ροπή αδράνειας I_z και το μέτρο ελαστικότητας $E_c = 31GPa$. Τέλος, η περίπτωση μη γραμμικών μελών περιέχει τη διατομή όπως έχει οριστεί στον ορισμό διατομών και τον αριθμό σημείων ολοκλήρωσης GaussLobatto κατά μήκος του στοιχείου που λαμβάνεται 5. Η περίπτωση των ελαστικών μελών αποτελεί την πιο απλή και ανακριβή περίπτωση παραδοχής μελών, που διενεργείται απλά και μόνο για να δώσει μια πρώτη εικόνα της συμπεριφοράς των κτηρίων. Γι' αυτό εξετάζονται και τα μέλη με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα και τα μη γραμμικά μέλη, ως δύο πιο σύνθετες μορφές μελών που δίνουν καλύτερα αποτελέσματα στις αναλύσεις. Ωστόσο πίσω από αυτές τις δύο περιπτώσεις υπάρχει ένα σημαντικό θεωρητικό υπόβαθρο που κρίνεται απαραίτητο να αναφερθεί συνοπτικά στις επόμενες δύο υποενότητες.

1.7.1. Συγκεντρωμένη πλαστικότητα (πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα)

Τα μέλη με πλαστικές αρθρώσεις στα άκρα εμπεριέχονται στην κατηγορία της συγκεντρωμένης πλαστικότητας. Η συγκεντρωμένη πλαστικότητα είναι η προσέγγιση που συνήθως προτείνεται στους περισσότερους κώδικες σχεδίασης. Το πρώτο μοντέλο μέλους με συγκεντρωμένη πλαστικότητα ήταν το μοντέλο των Cough και Johnston και το μοντέλο σειράς του Giberson. Οι προηγούμενες εξελίξεις βασίστηκαν στο μοντέλο που στοχεύει να συμπεριλάβει την αλληλεπίδραση της αξονικής δύναμης και ροπής κάμψης στα άκρα των στοιχείων. Ένα ικανοποιητικό στοιχείο δοκού-υποστυλώματος είναι επίσης το βασισμένο

στη δύναμη (force-based lumped plasticity element), που προτάθηκε από τους Scott και Fenves. Αυτή η προσέγγιση συνδυάζει τα πλεονεκτήματα της συγκεντρωμένης και της κατανεμημένης πλαστικότητας, δεδομένου ότι χρησιμοποιεί έναν ελάχιστο αριθμό σημείων ολοκλήρωσης που διατηρούν όλα τα πλεονεκτήματα του μοντέλου κατανεμημένης πλαστικότητας που αναπτύσσεται εκτενώς στην επόμενη υποενότητα. Η προσέγγιση της συγκεντρωμένης πλαστικότητας βασίζεται σε απλοποιητικές υποθέσεις, περιορίζοντας την περιοχή όπου συμβαίνουν ανελαστικές παραμορφώσεις και διαιρώντας ή διαχωρίζοντας την αλληλεπίδραση αξονικής ροπής από τη συμπεριφορά του στοιχείου.

1.7.2. Κατανεμημένη πλαστικότητα

Τα μη-γραμμικά μέλη αφορούν την κατηγορία της κατανεμημένης πλαστικότητας. Τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας δοκού-υποστυλώματος προσφέρουν μια ακριβέστερη περιγραφή της ανελαστικής συμπεριφοράς, καθώς επιτρέπουν ανελαστικές παραμορφώσεις να αναπτυχθούν οπουδήποτε κατά μήκος του μέλους. Αυτά τα στοιχεία είναι επίσης γνωστά ως στοιχεία ινών (fiber elements), αφού συνήθως τα τμήματα χωρίζονται σε οριζόντια και κάθετα στρώματα σχηματίζοντας μικρές περιοχές, γνωστές ως ίνες (fibers), όπου αξιολογούνται οι παράμετροι καταπόνησης και δυσκαμψίας. Επιπλέον, είναι γνωστά και ως στοιχεία με βάση τη μετατόπιση (displacement-based) ή στοιχεία με βάση τη δυσκαμψία (stiffness-based) και το μειονέκτημά τους είναι ότι απαιτούν ένα λεπτό πλέγμα από στοιχεία δοκού-υποστυλώματος στα τμήματα όπου αναμένεται οι ανελαστικές παραμορφώσεις να είναι υψηλές. Για να ξεπεραστεί το πρόβλημα που προκύπτει από την άγνωστη κατανομή της καμπυλότητας κατά μήκος του μέλους, ο Mahasunarachai και ο Powell πρότειναν τη χρήση συναρτήσεων σχήματος εξαρτώμενων από την ευκαμψία. Στην περίπτωση αυτή, αυτό που έχει σημασία είναι η κατανομή των δυνάμεων, ενώ το μητρώο δυσκαμψίας μπορεί να υπολογιστεί εύκολα μέσω της άθροισης των μητρώων δυσκαμψίας των επιμέρους διατομών και αναστρέφοντας το τελικό μητρώο δυσκαμψίας. Αυτή η ιδέα επεκτάθηκε από τον Kaba και τον Mahin και βελτιώθηκε αργότερα από τους Zeris και Mahin και τον Ciampi και Carlesimo. Αυτές οι διατυπώσεις μελών υποστηρίζουν ότι το μέλος διαιρείται σε διατομές ίσων αποστάσεων που επιτρέπουν στο στοιχείο να παράγει ακριβείς προβλέψεις όταν η διαδρομή μετά τη διαρροή εισάγεται σε ένα τμήμα με αρνητική κλίση.

Αυτή η παραδοχή είναι επίσης γνωστή με βάση τη δύναμη (force-based) ή με βάση τη δυσκαμψία (flexibilitybased). Κατόπιν αυτής της θεωρίας οι Spracone et al. εισήγαγαν ένα γενικό μεικτού τύπου στοιχείο δοκού-υποστυλώματος βασισμένο στις ίνες. Στα τμήματα ολοκλήρωσης, αυτό το στοιχείο διατηρεί πάντα την ισορροπία και των δυνάμεων και των παραμορφώσεων και συγκλίνει σε μία κατάσταση που ικανοποιεί τους καταστατικούς νόμους μέσα σε μια καθορισμένη ανοχή.

Το κύριο μειονέκτημα των στοιχείων κατανεμημένης πλαστικότητας είναι ότι απαιτούνται πολλοί υπολογιστικοί πόροι. Επιπρόσθετα, τα στοιχεία αυτά είναι ευαίσθητα στο νόμο των υλικών που πρέπει να υιοθετηθεί και ως εκ τούτου είναι πιο δύσκολο να βαθμονομηθούν με πειραματικά αποτελέσματα. Από την άλλη πλευρά, τα στοιχεία κατανεμημένης πλαστικότητας δεν χρειάζονται κάποια ειδική βαθμονόμηση και μπορούν να υιοθετηθούν εύκολα για τμήματα που αποτελούνται από διαφορετικά υλικά δεδομένου ότι χρησιμοποιούν σχέσεις δύναμης-τάσης κατάλληλες για κάθε υλικό ινών. Όλες οι μελέτες συνηγορούν ότι η θεώρηση αυτή είναι ακριβής και κατάλληλη για ευρύ φάσμα εφαρμογών.

1.8. Ορισμός μαζών

Οι μάζες τοποθετούνται ως συγκεντρωμένα φορτία στους κόμβους ένωσης υποστυλωμάτων-δοκών. Έτσι στους κόμβους ένωσης δύο δοκών με ένα υποσύλωμα, πράγμα που υφίσταται στο τριώροφο κτίριο μιας και αποτελείται από δύο ανοίγματα, ασκούνται τα διπλάσια συγκεντρωμένα φορτία. Τα φορτία αυτά είναι το πηλίκο των σεισμικών συγκεντρωμένων φορτίων δια την επιτάχυνση της βαρύτητας g σύμφωνα με το Νόμο του Νεύτωνα $F = m \chi g$.

1.9. Ελέγχοι μελών κατά τη διαστασιολόγηση τριώροφου κτιρίου

➤ Υποστυλώματα

Ροπή αντοχής

8Φ14 δίνουν εμβαδό οπλισμού $A_s = 12.32\text{cm}^2$

και

$$A_s = \omega * b * h * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow 12.32 = \omega * 30 * 35 * \frac{\frac{0.85 * 25}{1.5}}{1.15} \Rightarrow \omega = 0.36$$

Από διάγραμμα Schneider $\mu_{Rd} = 0.22$ και

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} \Rightarrow M_{Rd} = \mu_{Rd} * b * h^2 * f_{cd} = 0.22 * 30 * 35^2 * 0.85 * \frac{2.5}{1.5} =$$

$$M_{Rd} = 11453.75 \text{KNcm} \Rightarrow M_{Rd} = 114.5375 \text{KNm}$$

Δρώσα ροπή κάμψης

Από το πρόγραμμα LinPro27 μετά από στατική επίλυση προκύπτει $M_{Ed} = 22.91 \text{kNm}$

Άρα $M_{Rd} = 114.54 \text{kNm} > M_{Ed} = 22.91 \text{kNm}$

Αξονική αντοχής

Από διάγραμμα Schneider $N_{Rd} = 0.48$ και

$$v_{Rd} = \frac{N_{Rd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \Rightarrow N_{Rd} = v_{Rd} * b * h * f_{cd} = 0.48 * 30 * 35 * 0.85 * \frac{2.5}{1.5}$$

$$v_{Rd} = 714 \text{KN}$$

Δρώσα αξονική

Από το πρόγραμμα LinPro27 μετά από στατική επίλυση προκύπτει $N_{Ed} = 518.88 \text{kN}$

Άρα $N_{Rd} = 714 \text{kN} > N_{Ed} = 518.88 \text{kN}$

➤ Δοκοί

Ροπή αντοχής

4Φ14 δίνουν εμβαδό οπλισμού $A_s = 6.16 \text{cm}^2$ και

$$d = h - c_{nom} - \frac{\phi_t}{2} = 50 - 3 - \frac{1.4}{2} \quad \text{και}$$

$$A_s = \omega * b * d * \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \Rightarrow 6.16 = \omega * 25 * 46.3 * \frac{\frac{0.85 * 25}{500}}{1.15} \Rightarrow \omega = 0.16$$

Από πίνακα $\mu_{Rd} = 0.15$ και

$$M_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{b * h^2 * f_{cd}} \Rightarrow M_{Rd} = \mu_{Rd} * b * h^2 * f_{cd} = 0.15 * 25 * 46.3^2 * 0.85 * \frac{2.5}{1.5}$$

$$M_{Rd} = 11388.35 \text{ KNcm} \Rightarrow M_{Rd} = 113.88 \text{ KNm}$$

Δρώσα ροπή κάμψης

Από το πρόγραμμα LinPro27 μετά από στατική επίλυση προκύπτει $M_{Ed} = 58.01 \text{ kNm}$

Άρα $M_{Rd} = 113.88 \text{ kNm} > M_{Ed} = 58.01 \text{ kNm}$

2. ΜΕΘΟΔΟΙ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

Οι μέθοδοι ανάλυσης που εκτελούνται στα προσομοιώματα που περιγράφηκαν σε προηγούμενη ενότητα είναι:

- Ιδιομορφική Ανάλυση
- Στατική Μη-Γραμμική Ανάλυση Pushover
- Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

Η ιδιομορφική ανάλυση και η στατική μη-γραμμική ανάλυση Pushover εκτελούνται με το πρόγραμμα OpenSEES, ενώ για τη δυναμική μη-γραμμική ανάλυση απαιτείται η χρήση και του προγράμματος OpenSEES και του MATLAB.

2.1. Ιδιομορφική Ανάλυση

Ιδιομορφή (mode) είναι το χαρακτηριστικό παραμορφωμένο σχήμα-μορφή του φορέα που παίρνει μια κατασκευή όταν ταλαντώνεται με συχνότητα ταλάντωσης ίση με την ιδιοσυχνότητα της. Μια πολυβάθμια κατασκευή έχει τόσες ιδιοσυχνότητες όσες και οι βαθμοί ελευθερίας της. Από τις ιδιοσυχνότητες αυτές προκύπτουν και οι ιδιοπερίοδοι μιας κατασκευής. Κάθε ιδιομορφή συμμετέχει με ένα ποσοστό μάζας στη συνολική απόκριση της κατασκευής. Η πρώτη ιδιομορφή που ονομάζεται και θεμελιώδης ιδιομορφή έχει το μεγαλύτερο ποσοστό συμμετοχής, ακολουθεί η δεύτερη ιδιομορφή κτλ. Επομένως, καθίσταται σημαντική η εύρεση της πρώτης ιδιοπεριόδου της κατασκευής καθώς και της δεύτερης. Για τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων ακολουθούνται τα παρακάτω βήματα:

Η επίλυση της χαρακτηριστικής εξίσωσης:

$$|K - \omega^2 \times M| = 0 \quad (1)$$

όπου K : μητρώο δυσκαμψίας και
 M : μητρώο μάζας

δίνει ως αποτέλεσμα τα ω_i^2 , οι τετραγωνικές ρίζες των οποίων δίνουν τις ιδιοσυχνότητες της κατασκευής ω_i . Αυτές κατατάσσονται σε αύξουσα σειρά, δηλαδή $\omega_1 < \omega_2 < \omega_3 < \dots < \omega_n$ και από αυτές προκύπτουν οι ιδιοπερίοδοι από τον τύπο:

$$T = 2 * \pi / \omega_i \quad (2)$$

	T_1 (sec)	T_2 (sec)
Elastic element	0.457	0.155
Element With Hinges	0.430	0.151
Nonlinear element	0.463	0.164

Δύο πρώτες ιδιοπεριόδου τριώροφου πλαισίου

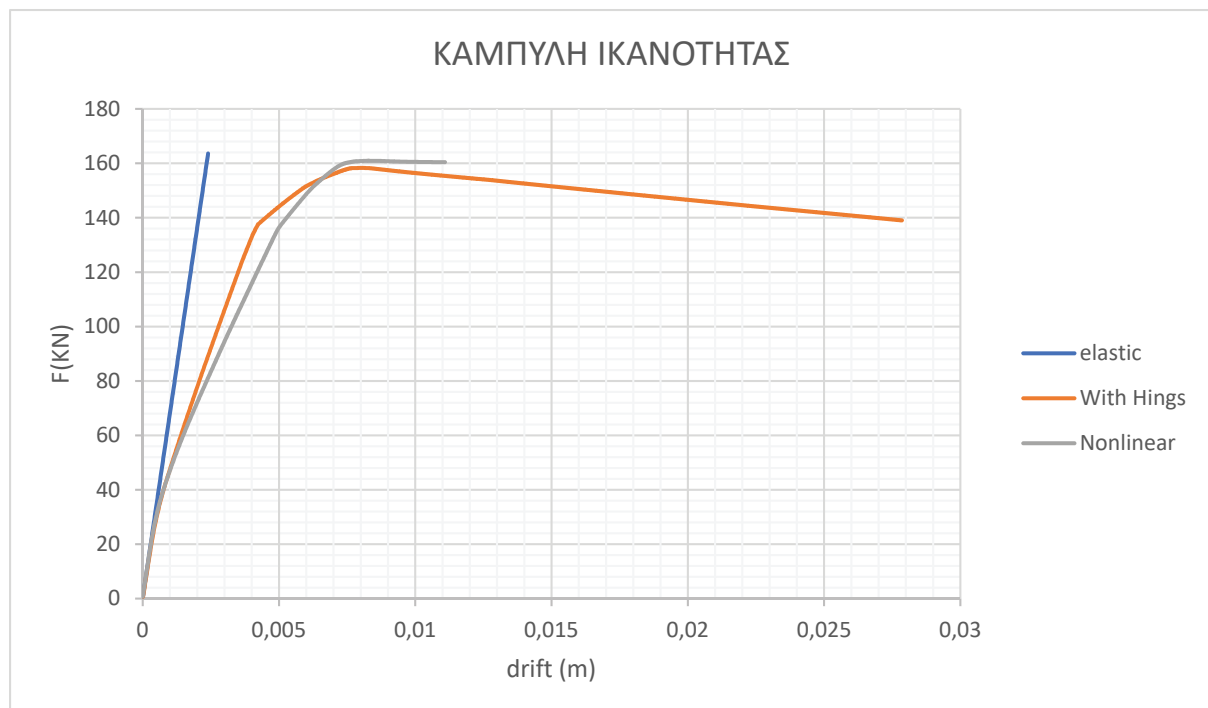
2.2 Στατική Μή-Γραμμική Ανάλυση Pushover

Η Στατική μη-γραμμική ανάλυση γνωστή και ως Pushover analysis (Υπερωθητική ανάλυση) ή αλλιώς Προσαυξητική Στατική μέθοδος ανάλυσης αποτελεί μία από τις σημαντικότερες μη-γραμμικές μεθόδους ανάλυσης. Η χρήση της ωστόσο περιλαμβάνει πέρα από πλεονεκτήματα και ορισμένα μειονεκτήματα. Ένα κύριο πλεονέκτημα της μεθόδου αυτής είναι ο αρκετά ακριβής προσδιορισμός των εντατικών μεγεθών των διαφόρων ψαθυρών μελών της εκάστοτε κατασκευής, όπως είναι η ροπή στις δοκούς και η αξονική δύναμη στα υποστυλώματα. Από την άλλη μεριά, η Pushover Analysis μειονεκτεί ως προς την βασική της υπόθεση που υποστηρίζει ότι η απόκριση ενός πολυβάθμιου συστήματος μπορεί να συνδεθεί με την απόκριση ενός μονοβάθμιου συστήματος που συμπεριφέρεται με βάση την πρώτη του ιδιομορφή. Κάτι το οποίο δεν ισχύει σε απόλυτο βαθμό σε όλες τις περιπτώσεις, όπως για παράδειγμα όταν οι ανώτερες ιδιομορφές συμμετέχουν με σημαντικό ποσοστό στην κίνηση.

Η υπερωθητική ανάλυση πραγματοποιείται υπό τα σταθερά κατακόρυφα φορτία βαρύτητας σύμφωνα με το σεισμικό συνδυασμό και οριζόντιες πλευρικές δυνάμεις που ασκούνται στους ορόφους. Ως κατανομή της οριζόντιας φόρτισης καθ' ύψος λαμβάνεται μια ομοιόμορφη κατανομή ή μια τριγωνική κατανομή ή μια ιδιομορφική κατανομή. Στο κτίριο μας λήφθηκαν τριγωνικές κατανομές των οριζόντιων πλευρικών φορτίων. Στο τριώροφο κτίριο, η τριγωνική κατανομή έχει τις τιμές: 0.500, 0.333, 0.167. Τα φορτία της κατανομής αυξάνονται σταδιακά και υπολογίζεται η μετατόπιση της κορυφής, δηλαδή του χαρακτηριστικού κόμβου ή αλλιώς του κόμβου ελέγχου σε κάθε βήμα. Η οριζόντια φόρτιση συνεχίζει να επιβάλλεται μέχρι το βήμα όπου η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου φτάσει την

ελεγχόμενη-στοχευόμενη μετατόπιση DisplacementControl, που ορίζεται ως το 5% του συνολικού ύψους του κτηρίου. Έτσι, κατασκευάζεται η καμπύλη ικανότητας Pushover, που έχει στον κατακόρυφο άξονα το συνολικό οριζόντιο φορτίο-τέμνουσα βάσης $F_b = \sum F_i$ που αυξάνεται έως ενός σημείου και στον οριζόντιο άξονα την αντίστοιχη ανηγμένη μετατόπιση $drift = u/h$ της κορυφής της κατασκευής, όπου u μετατόπιση κόμβου και h συνολικό ύψος κτηρίου.

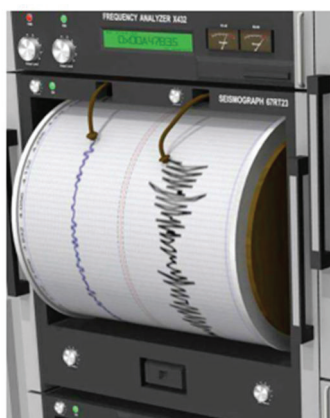
Η καμπύλη ικανότητας φαίνεται παρακάτω. Σημαντικό στοιχείο είναι ότι η καμπύλη With Hinges και Nonlinear σχεδόν ταυτίζονται. Ακόμα μια πληροφορία που συνηγορεί στην μάλλον καλή διαστασιολόγηση που προηγήθηκε. Στις καμπύλες, φαίνονται οι ανηγμένες μετακινήσεις θ οροφής διαρροής και θραύσης. Για το τριώροφο κτίριο ισχύει: στη διαρροή: $\theta_y = 0.005$ και στη θραύση: $\theta_u = 0.011$. Οι τιμές αυτές μοιάζουν αρκετά καλές λαμβάνοντας υπόψη και τα όρια που δίνει το πρότυπο της FEMA-356 σχετικά με το σχεδιασμό κτιρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα σε μη γραμμικές αναλύσεις.



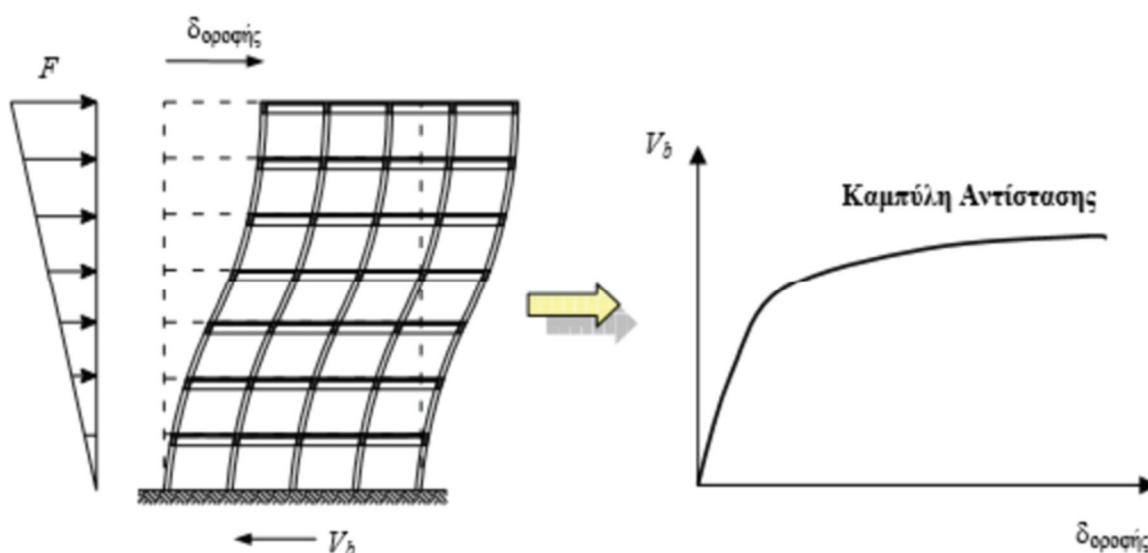
καμπύλη ικανότητας pushover

2.3 Δυναμική Μη-Γραμμική Ανάλυση

Η Δυναμική μη-γραμμική ανάλυση είναι η πλέον κατάλληλη και η πιο ακριβής μέθοδος ανάλυσης. Για την εκτέλεση της απαραίτητο και αναπόφευκτο στοιχείο αποτελεί η χρησιμοποίηση σεισμικών καταγραφών. Οι καταγραφές αυτές είναι στον αριθμό παραπάνω της μίας για την πιο αξιόπιστη λήψη αποτελεσμάτων απόκρισης και περιγράφονται παρακάτω, αποτελούν δε τα δυναμικά φορτία στη βάση των πλαισίων και εφαρμόζονται μετά την άσκηση των κατακόρυφων φορτίων βαρύτητας του σεισμικού συνδυασμού. Με τη βοήθεια του αλγόριθμου Newton-Raphson και της μεθόδου Newmark με παραμέτρους $\beta=1/2$ και $\gamma=1/4$ (μέθοδος σταθερής μέσης επιτάχυνσης) γίνεται μη-γραμμική ολοκλήρωση της εξίσωσης κίνησης και υπολογίζονται οι μετακινήσεις και οι επιταχύνσεις σε κάθε όροφο.



Σεισμική καταγραφή



Καμπύλη αντίστασης

2.4. Σεισμικές καταγραφές μακρινού πεδίου

Ως σεισμικές καταγραφές λογίζονται τα σειсмоγραφήματα και τα επιταχυνσιογραφήματα, με τα πρώτα να χρησιμοποιούνται κυρίως από σεισμολόγους και τα δεύτερα να είναι εργαλείο των πολιτικών μηχανικών. Έτσι λοιπόν και στην παρούσα διπλωματική, χρησιμοποιούνται ως σεισμικές καταγραφές τα επιταχυνσιογραφήματα. Αναλυτικότερα, χρησιμοποιούνται τα επιταχυνσιογραφήματα 30 σεισμικών καταγραφών μακρινού πεδίου που χρησιμοποιεί το PEER Center στις ερευνητικές του δραστηριότητες και έχει δημοσιοποιήσει σε μια βάση δεδομένων την PEER Ground Motion Database. Στους σεισμούς μακρινού πεδίου τα κτίρια που μελετώνται βρίσκονται μακριά από τη σεισμική πηγή (ρήγμα)

Τα χαρακτηριστικά των σεισμών μακρινού πεδίου τα οποία είναι:

- η συνιστώσα φ
- η τάξη του εδάφους
- το μέγεθος M
- η απόσταση R
- η μέγιστη επιτάχυνση εδάφους PGA

παρουσιάζονται στον πιο κάτω πίνακα.

ID	Earthquake	Station	ϕ°	Soil	M	R(km)	PGA
1	Loma Prieta, 1989	Agnews State Hospital	090	C,D	6.9	28.2	0.159
2	Northridge, 1994	LA, Baldwin Hills	090	B,B	6.7	31.3	0.239
3	Loma Prieta, 1989	Compuertas	285	C,D	6.5	32.6	0.147
4	Imperial Valley, 1989	Plaster City	135	C,D	6.5	31.7	0.057
5	Loma Prieta, 1989	Hollister Diff. Array	255	-,D	6.9	25.8	0.279
6	San Fernando, 1971	LA, Hollywood Stor. Lot	180	C,D	6.6	21.2	0.174
7	Loma Prieta, 1989	Anderson Dam Downstrm	270	B,D	6.9	21.4	0.244
8	Loma Prieta, 1989	Coyote Lake Dam Downstrm	285	B,D	6.9	22.3	0.179
9	Imperial Valley, 1989	El Centro Array #12	140	C,D	6.5	18.2	0.143
10	Imperial Valley, 1989	Cucapah	085	C,D	6.5	23.6	0.309
11	Imperial Valley, 1989	LA, Hollywood Storage FF	360	C,D	6.7	25.5	0.358
12	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	270	C,D	6.9	28.8	0.207
13	Loma Prieta, 1989	Anderson Dam Downstrm	360	B,D	6.9	21.4	0.24
14	Imperial Valley, 1989	Chihuahua	012	C,D	6.5	28.7	0.27
15	Imperial Valley, 1989	El Centro Array #13	140	C,D	6.5	21.9	0.117
16	Imperial Valley, 1989	Westmoreland Fire Station	090	C,D	6.5	15.1	0.074
17	Loma Prieta, 1989	Hollister South & Pine	000	-,D	6.9	28.8	0.371
18	Loma Prieta, 1989	Sunnyvale Colton Ave	360	C,D	6.9	28.8	0.209

19	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	090	C,D	6.7	24.4	0.18
20	Imperial Valley, 1989	Chihuahua	282	C,D	6.5	28.7	0.254
21	Imperial Valley, 1989	El Centro Array #13	230	C,D	6.5	21.9	0.139
22	Imperial Valley, 1989	Westmoreland Fire Station	180	C,D	6.5	15.1	0.11
23	Loma Prieta, 1989	Halls Valley	090	C,C	6.9	31.6	0.103
24	Loma Prieta, 1989	WAHO	000	-,D	6.9	16.9	0.37
25	Superstition Hills, 1987	Wildlife Liquefaction Array	360	C,D	6.7	24.4	0.2
26	Imperial Valley, 1989	Compuertas	015	C,D	6.5	32.6	0.186
27	Imperial Valley, 1989	Plaster City	045	C,D	6.5	31.7	0.042
28	Loma Prieta, 1989	Holister Diff. Array	165	-,D	6.9	25.8	0.269
29	San Fernando, 1971	LA, Hollywood Stor. Lot	090	C,D	6.7	21.2	0.21
30	Loma Prieta, 1989	WAHO	090	-,D	6.9	16.9	0.638

Πίνακας σεισμικών καταγραφών

3.ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑ ΤΩΝ ΚΤΙΡΙΩΝ ΣΕ ΣΕΙΣΜΟΥΣ ΜΑΚΡΙΝΟΥ ΠΕΔΙΟΥ - ΜΕΘΟΔΟΣ ΠΟΛΛΑΠΛΩΝ ΛΩΡΙΔΩΝ

3.1. Ορισμός

Κατά την εκτέλεση δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης για την εύρεση της ικανότητας κατάρρευσης μιας κατασκευής, σημαντικό ρόλο στην ποιότητα των αποτελεσμάτων κατέχει εκτός από την επιλογή των σεισμικών καταγραφών-δυνάμεων και η μέθοδος κλιμάκωσης αυτών. Οι μέθοδοι αυτές είναι υπό εξέλιξη και γίνεται πολύ συζήτηση σχετικά με το ποια είναι η πλέον κατάλληλη. Μια τέτοια επιμέρους μέθοδος-διαδικασία δυναμικής μη-γραμμικής ανάλυσης είναι η γνωστή και ως ευρείας κλίμακας, διότι είναι κατάλληλη να χαρτογραφήσει τη δομική απόκριση σε ένα ευρύ φάσμα σεισμικής έντασης και να πραγματοποιήσει πιθανοτικές αξιολογήσεις σε μια μεγάλη κλίμακα ανεκτών επιπέδων πιθανότητας. Η διαδικασία αυτή ονομάζεται ανάλυση πολλαπλών λωρίδων MSA (Multiple-stripe analysis).

Η μέθοδος πολλαπλών λωρίδων MSA (Multiple-stripe analysis) είναι μια δυναμική μη-γραμμική μέθοδος ανάλυσης στην οποία εξάγονται οι τιμές δομικής απόκρισης με την υποβολή ενός δομικού μοντέλου σε μια σειρά σεισμικών καταγραφών που εκτελούνται σε πολλαπλά επίπεδα σεισμικής έντασης. Η σειρά σεισμικών καταγραφών που χρησιμοποιείται για μια ανάλυση είναι αντιπροσωπευτική της σεισμικής απειλής της αντίστοιχης φασματικής επιτάχυνσης. Το θετικό της μεθόδου είναι ότι επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν διαφορετικές σειρές καταγραφών σεισμού σε κάθε επίπεδο σεισμικής έντασης. Αυτό δίνει τη δυνατότητα να εντοπιστούν οι διαφορές ανάμεσα στις ιδιότητες των κινήσεων χαμηλής έντασης και των κινήσεων υψηλής έντασης μέσω της επιλογής σεισμικής έντασης, ωστόσο απαιτεί πρόσθετη προσπάθεια στην επιλογή της σεισμικής έντασης. Η μέθοδος MSA είναι κατάλληλη για την εξαγωγή συμπερασμάτων με βάση την πιθανότητα για ένα ευρύ φάσμα κλιμακούμενων τιμών φασματικής επιτάχυνσης.

3.2. Μέτρο έντασης IM

Το μέτρο έντασης IM (Intensity Measure) είναι η παράμετρος η οποία απεικονίζει την επίδραση της σεισμικής κίνησης στην κατασκευή. Έτσι, αποτελεί μια εξέχουσας σημασίας παράμετρο για τον αντισεισμικό σχεδιασμό, διότι μέσω αυτής μπορούν και επικοινωνούν

οι σεισμολόγοι με τους πολιτικούς μηχανικούς. Ως IM μπορούν να ληφθούν διάφορες μεταβλητές απόκρισης της κατασκευής όπως δείχνει ο παρακάτω πίνακας.

Intensity Measures		
PGA	Peak Ground Acceleration	μέγιστη επιτάχυνση εδάφους
PSA	Pseudo Spectral Acceleration	ψευδοφασματική επιτάχυνση
Sa	Spectral Acceleration	φασματική επιτάχυνση
PGV	Peak Ground Velocity	μέγιστη ταχύτητα εδάφους
PSV	Pseudo Spectral Velocity	ψευδοφασματική ταχύτητα
PGD	Peak Ground Displacement	μέγιστη μετακίνηση εδάφους
Sd	Spectral Displacement	φασματική μετακίνηση

Στην παρούσα διπλωματική εργασία ως παράμετροι χρησιμοποιήθηκαν οι PGA, PGV, Sa.

Οι μέγιστες εδαφικές αποκρίσεις PGA και PGD δεν θεωρούνται ιδιαίτερα αξιόπιστα μέτρα έντασης, καθώς δε λαμβάνουν υπόψη τη σχέση μεταξύ της συχνότητας του σεισμού και των δυναμικών χαρακτηριστικών της κατασκευής. Αντιθέτως, τα φασματικά μεγέθη, ελαστικά ή ανελαστικά, μπορούν να αποτελέσουν κατάλληλες επιλογές για την εξαγωγή καμπύλων τρωτότητας. Τα ελαστικά φασματικά μέτρα μπορούν να υπολογιστούν στη θεμελιώδη ελαστική ιδιοπερίοδο, ενώ τα ανελαστικά στη θεμελιώδη ανελαστική ιδιοπερίοδο (όπου $T_1^{inelastic}, T_1^{elastic}$).

Η χρήση και ανελαστικών φασματικών αποκρίσεων έχει βρεθεί ότι παράγει καμπύλες τρωτότητας που δείχνουν καλή συσχέτιση μεταξύ της σεισμικής διέγερσης και της βλάβης. Στην παρούσα εργασία, όπως θα περιγραφεί εκτενώς στη συνέχεια, επιλέγονται ως IMs διάφορα πιθανά μέτρα έντασης, ένα από τα οποία είναι η φασματική επιτάχυνση για τη θεμελιώδη ιδιοπερίοδο της κατασκευής για απόσβεση 5% που συμβολίζεται ως $S_a(T_1, \zeta=5\%)$. Η μεταβλητή αυτή είναι ιδιαίτερα σπουδαία, διότι συνυπολογίζει τη σχέση μεταξύ της συχνότητας της σεισμικής εδαφικής κίνησης και της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου δόνησης του κτιρίου.

3.3. Παράμετρος απαίτησης EDP

Η παράμετρος απαίτησης EDP (Engineering Demand Parameter) είναι ένα μέγεθος που

εκφράζει την απόκριση της κατασκευής. Συνηθίζεται το EDP να συνδέεται με τη μετακίνηση, ωστόσο μπορεί να είναι και οποιοδήποτε άλλο μέτρο απόκρισης όπως είναι η επιτάχυνση ή η πλαστική στροφή των μελών ή η δύναμη μέλους (αξονική δύναμη-τέμνουσα δύναμη) ή η καμπτική ροπή. Στην εξεταζόμενη εργασία ως EDPs εκλέγεται η μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων *maximum interstorey drift* και η μέγιστη απόλυτη επιτάχυνση ορόφου PFA. Η μέγιστη ανηγμένη σχετική μετακίνηση μεταξύ των ορόφων είναι ίση με τη μέγιστη διαφορά της οριζόντιας μετατόπισης κάθε ορόφου (σχετική μετακίνηση των ορόφων) δια την υψομετρική διαφορά των ορόφων (το ύψος κάθε ορόφου). Τέλος, το *max interstorey drift* αποτελεί τον πλέον κατάλληλο δείκτη φθορών για κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα, αφού μπορεί εύκολα να συσχετιστεί με κατασκευαστικές ζημιές ως δομικό μέγεθος και είναι αντιπροσωπευτικό των επιδράσεων των χρησιμοποιούμενων σεισμών.

3.4. Μεθοδολογία

Για την εξέταση της συμπεριφοράς των κτιρίων στους σεισμούς μακρινού πεδίου που περιγράφονται στο κεφάλαιο 3.4. ακολουθείται η μέθοδος πολλαπλών λωρίδων MSA. Σύμφωνα με τη μέθοδο MSA, αρχικά ορίζεται ένα διάστημα επιθυμητών φασματικών επιταχύνσεων θεμελιώδους ιδιοπεριόδου $IM = 0.1g - 2g$ το οποίο χωρίζεται σε ίσα διαστήματα και επιλέγονται 20 τιμές. Οι τιμές αυτές είναι: 0.1g, 0.2g, 0.3g, 0.4g, 0.5g, 0.6g, 0.7g, 0.8g, 0.9g, 1.0g, 1.1g, 1.2g, 1.3g, 1.4g, 1.5g, 1.6g, 1.7g, 1.8g, 1.9g, 2g. Έπειτα, εισάγοντας την τιμή της T_1 της κατασκευής υπολογίζεται η πραγματική φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιομορφής $Sa(T_1, \zeta=5\%)$ για κάθε σεισμική διέγερση. Για να επιτευχθούν οι τιμές IM των επιθυμητών φασματικών επιταχύνσεων θα πρέπει να πολλαπλασιαστεί η εκάστοτε πραγματική φασματική επιτάχυνση με κάποιους συντελεστές *scale*. Βάσει αυτών των συντελεστών κλιμάκωσης παράγεται ένα πλήθος κλιμακούμενων φασμάτων επιτάχυνσης που καθένα έχει συγκεκριμένο *scale*

όπου:

$$\text{scale} = \frac{IM}{Sa(T_1)} \quad (1)$$

και επιτάχυνση εδάφους : $a_{cc} = scale * \alpha * 9.81$ (2)

όπου α η επιτάχυνση εδάφους πριν την κλιμάκωση που λήφθηκε από τις καταγραφές. Την παραπάνω προσαυξημένη επιτάχυνση a_{cc} χρησιμοποιεί το MATLAB και δημιουργεί για κάθε σεισμό 20 νέα αρχεία με τις ιδιότητες κάθε σεισμού δηλαδή με το χρονικό βήμα dt , το πλήθος των βημάτων n_{steps} , τον τελικό χρόνο:

$$t_{final} = n_{steps} * dt \quad (3)$$

και την αυξημένη επιτάχυνση a_{cc} . Στον βασικό κώδικα του OpenSEES φορτώνονται αυτά τα αρχεία σεισμών και μέσω του πακέτου εντολών Recorder υπολογίζονται σε αρχεία αποτελεσμάτων οι ανηγμένες μετακινήσεις (recorder Drift) και οι επιταχύνσεις (recorder Node) των ορόφων των πλαισίων. Αυτά τα αποτελέσματα απόκρισης εισάγονται στο MATLAB μέσω της εντολής load και για κάθε σεισμό για κάθε IM εξάγονται τα μέγιστα drifts και οι μέγιστες απόλυτες τιμές των επιταχύνσεων. Η επαναληπτική διαδικασία εκτελείται από το MATLAB 30×20 φορές = 600 φορές (30 σεισμοί, 20 IM). Με τη δυναμική μέθοδο MSA γίνεται κλιμάκωση των σεισμικών καταγραφών με σκοπό τον καλύτερο αντισεισμικό έλεγχο των σχεδιαζόμενων πλαισίων και την κατασκευή καμπύλων τρωτότητας για την εκτίμηση της σεισμικής τους τρωτότητας. Η έννοια της τρωτότητας και των αντίστοιχων καμπύλων της εκθέτεται παρακάτω.

Τα διαγράμματα που κατασκευάζονται με βάση τη μέθοδο MSA είναι το διάγραμμα μέγιστης ανηγμένης μετακίνησης μεταξύ των ορόφων maximum interstorey drift (θ_{max}) και το διάγραμμα μέγιστης επιτάχυνσης ορόφου PFA (Peak floor acceleration). Αυτά τα διαγράμματα διαμορφώνονται ξεχωριστά για κάθε όροφο και περιέχουν αποτελέσματα αποκρίσεων για τις 30 σεισμικές καταγραφές κλιμακούμενες σε 20 επίπεδα φασματικής επιτάχυνσης από 0.1g έως και 2g. Σε κάθε ένα από αυτά τα διαγράμματα σημειώνονται και οι διάμεσες τιμές όπου ισχύει:

$$\text{Διάμεσος : } x_m = x_{50} \quad (4)$$

καθώς και δύο τιμές οι: χαμηλή τιμή = x_{16} και υψηλή τιμή = x_{84} που αποτελούν το 16% και 84% ποσοστημόριο αντίστοιχα.

Η διάμεση τιμή αντιστοιχεί στο 50% ποσοστημόριο και τα ποσοστημόρια 16% και 84% αντιστοιχούν στη μέση τιμή συν πλην την τυπική απόκλιση, δηλαδή $\mu \pm \sigma$ αποτυπώνοντας τη διασπορά των τιμών του εκάστοτε EDP σε σχέση με τη διάμεσο.

Ο υπολογισμός αυτών των δύο τιμών βοηθάει στον προσδιορισμό της παραμέτρου διασποράς β όπου:

$$\beta = \frac{\ln x_{84} - \ln x_{16}}{2} \quad (5)$$

επίσης, μπορεί να υπολογιστεί από την τυπική απόκλιση του λογαρίθμου των τιμών, δηλαδή:

$$\beta' = \sigma(\ln x) \quad (6)$$

Τέλος στην παρούσα διπλωματική τα δεδομένα αυτά που έχουμε πάρει για το κτήριο και τους ορόφους του θα τα χρησιμοποιήσουμε παρακάτω για να υπολογίσουμε μετακινήσεις και αστοχία σε λικνιζόμενα σώματα (εύθραυστα αντικείμενα) εντός των ορόφων του κτιρίου.

4. ΜΗ-ΔΟΜΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ, ΛΙΚΝΙΣΜΟΣ ΑΚΑΜΠΤΟΥ ΣΩΜΑΤΟΣ ΥΠΟ ΑΡΜΟΝΙΚΟ ΠΑΛΜΟ ΚΑΙ ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

4.1. Μη δομικά στοιχεία κατασκευών

4.1.1. Εισαγωγή

Η φύση των σεισμικών φαινομένων είναι τέτοια που δεν επιτρέπει την πρόβλεψή τους. Παρά το γεγονός πως πολλοί σεισμοί του παρελθόντος έχουν καταγραφεί και μελετηθεί, τα δεδομένα που έχουν εξαχθεί δεν είναι επαρκή για την ακριβή πρόβλεψη της χρονικής στιγμής όπου θα πραγματοποιηθεί ένας σεισμός ούτε τα χαρακτηριστικά του. Σε αυτό το πλαίσιο, οι σεισμικές τοποθεσίες όπου οι σεισμοί είναι πιθανοί έχουν καταγραφεί, ενώ από τη σκοπιά του Μηχανικού, σκοπό αποτελεί η κατασκευή κτηρίων και λοιπών έργων που θα αντέχουν μεγάλους σεισμούς χωρίς να υφίστανται παρά ελαφρές ζημιές.



Έτσι, τα σύγχρονα κτίρια που σχεδιάζονται και κατασκευάζονται βάσει των τελευταίων κωδίκων και οδηγιών, μπορούν να αντέξουν σημαντικούς σεισμούς αποφεύγοντας τον κίνδυνο της κατάρρευσης. Αυτό όμως δε σημαίνει πως όλα τα κτίρια είναι κατοικήσιμα αμέσως μετά από ένα σεισμό κι αυτό οφείλεται κυρίως στο γεγονός ότι πολλά μη δομικά στοιχεία αστοχούν (ηλεκτρονικές, μηχανολογικές, υδραυλικές εγκαταστάσεις, αλλά και επίπλωση κι εξοπλισμός). Δίχως θέρμανση, ηλεκτρισμό ή νερό, η παραμονή ανθρώπων σε ένα κτίριο δεν είναι εφικτή, ακόμη κι αν το δόμημα δεν έχει αστοχήσει. Ακόμη, οι βλάβες ή

ακόμη και η αστοχία διαφόρων δομικών στοιχείων μπορεί να αποβεί επικίνδυνη για τη ζωή των ανθρώπων που ζουν ή βρίσκονται σε αυτά. Μάλιστα, η αστοχία των μη δομικών στοιχείων και συστημάτων μπορεί να αποτελέσει μέχρι και το 60% του κόστους της συνολικής καταστροφής.

Σε συγκεκριμένες περιπτώσεις, μάλιστα, η ανάγκη της σεισμικής προστασίας των μη δομικών στοιχείων και των περιεχομένων ενός κτηρίου καθίσταται αναγκαία. Τα νοσοκομεία, καθώς και αστυνομικές, πυροσβεστικές κι άλλες υπηρεσίες πρέπει να παραμένουν πλήρως λειτουργικά για τουλάχιστον 72 ώρες μετά το σεισμό, ώστε να μπορούν να αντεπεξέλθουν στις αυξημένες ανάγκες. Ταυτόχρονα, μουσεία κι άλλοι χώροι φύλαξης σημαντικών εκθεμάτων, θα πρέπει να είναι σε θέση να διασφαλίσουν την καλή κατάσταση αυτών.



Η διαχείριση του σεισμικού κινδύνου και η μετρίαση αυτού αναφορικά με τα μη δομικά στοιχεία κτιρίων κι εγκαταστάσεων έχει προοδεύσει αρκετά μέσω των νέων κωδίκων, προτύπων και κατευθυντήριων οδηγιών, όπως τα έγγραφα από την ASCE/SEI (American Society of Civil Engineers/ Structural Engineering Institute), τις οδηγίες του FEMA (Federal Emergency Management Agency) και τον IBC (International Building Code). Ταυτόχρονα, μπορούν να χρησιμοποιηθούν διάφορα εγχειρίδια κ οδηγίες, όπως τα ASHRAE, SMACNA, NFPA και λοιπά. Παρ' όλα αυτά, υπάρχει έλλειψη αριθμητικών μεθόδων κι επαρκών σεισμικών αναλύσεων, προκειμένου να σχεδιαστούν ή να αξιολογηθεί η σεισμική συμπεριφορά των μη δομικών στοιχείων και περιεχομένων των κτιρίων. Η μελέτη της σεισμικής τους απόκρισης δεν είναι εύκολη, επειδή υπόκειται σε έντονες μη γραμμικότητες. Εξαρτάται από το συντελεστή τριβής, τις μηχανικές ιδιότητες της διεπιφάνειας μεταξύ των

αντικειμένων και της επιφάνειας εδράσεως κτλ, τα οποία σε πολλές περιπτώσεις δε λαμβάνονται υπόψη στους παραπάνω κανονισμούς κι οδηγίες.

4.1.2. Σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μη-δομικών στοιχείων

Παρά το γεγονός πως υπάρχουν ποικίλοι τύποι και μεγέθη κτηρίων, το καθένα με διαφορετικές απαιτήσεις, μπορούν να ομαδοποιηθούν σε επιμέρους κατηγορίες ανάλογα με την σεισμική τους ικανότητα. Αυτές ονομάζονται στάθμες επιτελεστικότητας κι αφορούν στο αποδεκτό επίπεδο βλαβών. Οι στόχοι της σεισμικής ικανότητας κάθε κατασκευής εξαρτώνται τόσο από τις στάθμες επιτελεστικότητας, όσο κι από την ανεκτή πιθανότητα υπέρβασης κατά τη διάρκεια ζωής της κατασκευής. Η στάθμη επιτελεστικότητας μίας κατασκευής εξαρτάται από το συνδυασμό της στάθμης επιτελεστικότητας του φέροντος οργανισμού και της στάθμης επιτελεστικότητας των μη φερόντων στοιχείων. Ο σχεδιασμός με βάση την επιτελεστικότητα μας επιτρέπει να σχεδιάσουμε νέες ή να αναβαθμίσουμε υφιστάμενες κατασκευές, έχοντας ενδελεχή κατανόηση του σεισμικού κινδύνου και του οικονομικού κόστους που μπορεί να συμβούν ως αποτέλεσμα κάποιου σεισμού.

Οι στάθμες επιτελεστικότητας που αναφέρονται στα μη δομικά στοιχεία σύμφωνα με τη FEMA, είναι οι εξής:

- Λειτουργικότητας (Operational Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη τα περισσότερα μη δομικά στοιχεία που απαιτούνται για την κανονική χρήση του κτιρίου, όπως φωτισμός, νερό, θέρμανση, πρέπει να παραμένουν σε λειτουργία, παρά το γεγονός πως ίσως χρειαστούν κάποιες μικρές επιδιορθώσεις.
- Άμεσης χρήσης (Immediate Occupancy Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη είναι πιθανό να προκύψουν κάποια σπασμένα τζάμια κι επιτρέπονται μικρές βλάβες σε κάποια αντικείμενα. Εφόσον το κτίριο παραμένει ασφαλές, οι ένοικοι ή οι χρήστες του μπορούν να παραμείνουν μέσα σε αυτό. Ωστόσο, ίσως η κανονική χρήση του κτιρίου να επηρεαστεί και να απαιτηθεί επιθεώρηση ή κι επιδιόρθωση. Οι υπηρεσίες κοινής ωφελείας παραμένουν διαθέσιμες, παρότι κάποια στοιχεία μπορεί να υποστούν εσωτερικές βλάβες που μπορούν να εμποδίσουν τη λειτουργία τους. Ο κίνδυνος για ανθρώπινο

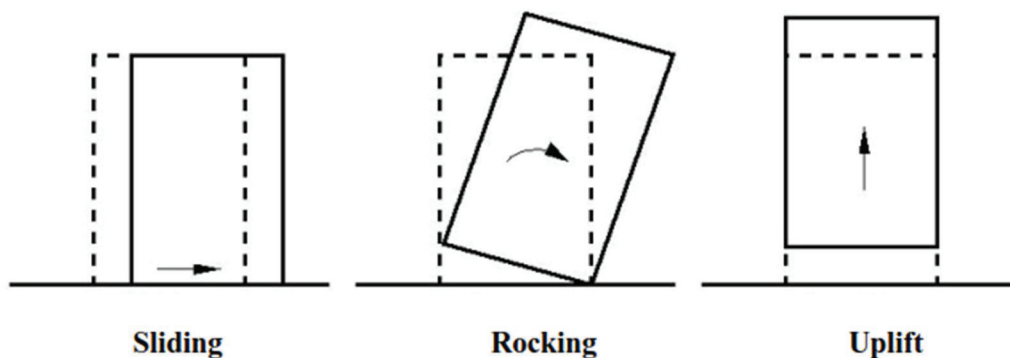
τραυματισμό οφειλόμενο σε κάποιο μη δομικό στοιχείο είναι ιδιαίτερα χαμηλός.

- Προστασίας Ζωής (Life Safety Non-Structural Performance Level): Η στάθμη επιτελεστικότητας της Προστασίας Ζωής που αφορά στα μη δομικά στοιχεία ενός κτιρίου περιγράφει την κατάσταση τους μετά το σεισμικό γεγονός, περιλαμβάνοντας ενδεχόμενες σοβαρές και δαπανηρές βλάβες των στοιχείων αυτών. Παρότι μπορεί να προκληθούν τραυματισμοί από τη μετακίνηση ή την πτώση των στοιχείων, δε θα πρέπει να αποτελούν κίνδυνο για την ανθρώπινη ζωή μέσα ή έξω από το κτίριο.
- Οιονεί Κατάρρευσης (Collapse Prevention Non-Structural Performance Level): Σε αυτήν τη στάθμη επιτελεστικότητας αναμένονται σημαντικές βλάβες στα μη δομικά στοιχεία, αλλά θα πρέπει να έχει αποφευχθεί η πτώση μεγάλων ή βαρέων αντικειμένων που αποτελούν σοβαρό κίνδυνο για μεγάλο πλήθος ανθρώπων. Ενώ μπορεί να προκληθούν μεμονωμένα σοβαρά τραύματα από πτώση μπάζων ή άλλων αντικειμένων, αποτρέπονται αστοχίες που θα είχαν ως αποτέλεσμα την απώλεια ζωής μεγάλου αριθμού ανθρώπων. Μικρά ή ελαφριά μη δομικά στοιχεία κι αντικείμενα αναμένονται να πέσουν, καθώς και μεγαλύτερα που βρίσκονται σε περιοχές οι οποίες δε χρησιμοποιούνται από σημαντικό αριθμό ανθρώπων.

4.2. Λικνισμός άκαμπτου σώματος υπό αρμονικό παλμό

4.2.1. Εισαγωγή

Όταν ένα άκαμπτο σώμα το οποίο εδράζεται επί οριζόντιας κι άκαμπτης επιφάνειας υποβάλλεται σε σεισμικές δονήσεις, μπορεί να παραμείνει σε ακινησία εφόσον οι δονήσεις αυτές δεν είναι μεγάλες. Αντιθέτως, όταν αυτές γίνουν αρκετά μεγάλες, το σώμα μπορεί να λικνιστεί, να ολισθήσει, να αναπηδήσει ή να ξεκινήσει έναν συνδυασμό των παραπάνω κι ενίοτε να ανατραπεί.



Πιθανές κινήσεις άκαμπτων λικνιζόμενων σωμάτων

Οι πρώτες μελέτες σχετικά με το λικνισμό (rocking) ενός άκαμπτου σώματος (rigid block) στηριζόμενο σε επιφάνεια που υπόκειται οριζόντια μετακίνηση πραγματοποιήθηκαν από τον Housner, το 1963. Σε αυτήν την μελέτη, η επιτάχυνση της βάσης παρουσιαζόταν ως ένας ορθογωνικός ή μισός ημιτονικός παλμός και οι εξισώσεις που προέκυπταν αφορούσαν το ελάχιστο πλάτος της επιτάχυνσης που απαιτούνταν για την ανατροπή του σώματος.

Σε συνέχεια του πρωτοποριακού έργου του Housner, πλήθος μελετών πραγματοποιήθηκαν για να εξηγήσουν την περίπλοκη δυναμική μίας εκ των απλούστερων ανθρώπινων κατασκευών – το ελευθέρως εδραζόμενο σώμα (free-standing block). Η απόκριση με λικνισμό, καθώς και η ανατροπή ενός ελεύθερως εδραζόμενου σώματος υπό σεισμική φόρτιση, κι ιδιαίτερα υπό αρμονικούς παλμούς εδαφικής κίνησης, αποτέλεσαν το αντικείμενο ενδελεχούς αναλυτικής και πειραματικής έρευνας.

Το πρόβλημα αυτό αποδείχθηκε εξαιρετικά σύνθετο, καθώς περιλαμβάνει αντιφατικές έννοιες, όπως ότι το εύρος της απόκρισης δεν μειώνεται πάντα με τη μείωση της τιμής του συντελεστή επαναφοράς, η ευστάθεια ενός block δεν εξαρτάται μονοτονικά από το μέγεθος του ή τη λυγηρότητά του κι η ανατροπή του υπό συγκεκριμένο πλάτος επιτάχυνσης δεν συνεπάγεται απαραίτητως την ανατροπή του και υπό αυξημένο πλάτος επιτάχυνσης.

Στο παρόν κεφάλαιο επιδιώκεται η αναλυτική περιγραφή και διερεύνηση όλων των παραπάνω μέσω σωμάτων ποικίλων διαστάσεων που υπόκεινται σε αρμονικούς παλμούς.

Πρέπει να αναφερθεί ότι εξετάστηκαν μόνο επίπεδες κινήσεις με τις εξής παραδοχές:

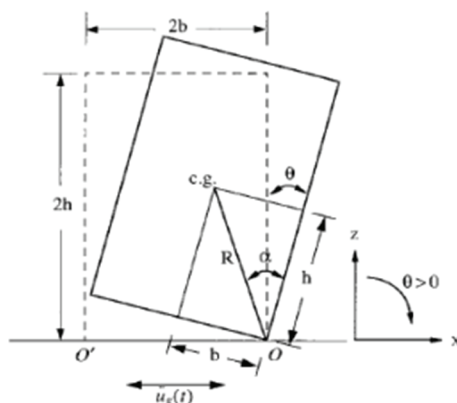
- Το σώμα και η επιφάνεια έδρασης είναι άκαμπτα
- Το σώμα είναι συμμετρικό και στους δύο άξονες

- Το σώμα είναι ομοιογενές
- Η επιφάνεια έδρασης είναι πάντα οριζόντια
- Το χρονικό διάστημα της πρόσκρουσης είναι πολύ μικρό και το σώμα καταλαμβάνει την ίδια θέση κατά τη διάρκεια του.

4.2.2. Εξισώσεις Housner

Έστω ένα ελευθέρως εδραζόμενο άκαμπτο σώμα διαστάσεων $2b \times 2h$ (δηλαδή ακτινικής απόστασης $R = \sqrt{b^2 + h^2}$) με λυγηρότητα $\lambda = h/b$ και ραδινότητα $b/h = \tan \alpha$, όπως φαίνεται στο σχήμα. Το σώμα αυτό ταλαντεύεται περί το σημείο περιστροφής O ή O' , εφόσον ο συντελεστής τριβής είναι αρκετά μεγάλος, για να είναι ικανός να αποτρέψει την ολίσθηση. Αφού το σώμα είναι ομοιογενές και συμμετρικό ως προς και τους δύο άξονες, το κέντρο βάρους του βρίσκεται σε ύψος h και σε απόσταση b από την πλευρά του. Άλλα σημαντικά χαρακτηριστικά του σώματος είναι το βάρος του, W , κι η ροπή αδρανείας περί το O , I_O . **Αξίζει επίσης να σημειωθεί πως γνωρίζοντας τη ραδινότητα α και την ακτίνα R ενός σώματος, είναι εφικτός ο πλήρης προσδιορισμός της γεωμετρίας του.**

Όταν το σώμα βρίσκεται σε ηρεμία, η διεύθυνση της ακτινικής απόστασης R σχηματίζει γωνία α με την κατακόρυφο. Μας ενδιαφέρουν υψηλά και λυγηρά blocks, δηλαδή ραδινότητας $\alpha \leq 20^\circ$. Η γωνία περιστροφής του, ή αλλιώς η γωνία απόκλισης από την κατακόρυφο, μετράται με τη γωνία ϑ , η οποία αποτελεί το μοναδικό βαθμό ελευθερίας κίνησης του σώματος.



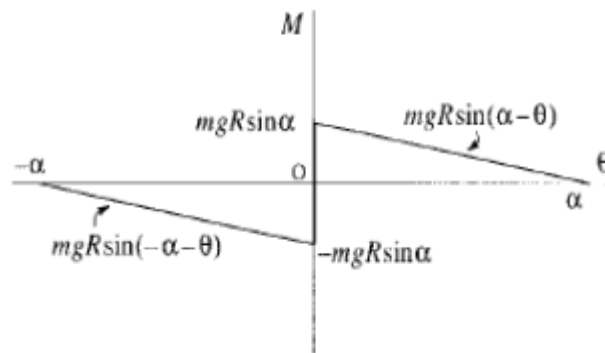
Rocking element

Υποθέτουμε πως η βάση του σώματος κινείται με μία αργά αυξανόμενη επιτάχυνση, \ddot{u}_g (π.χ., ένας μεγάλης διάρκειας παλμός επιτάχυνσης που επιτρέπει την ισοδύναμη στατική

ανάλυση της κίνησης του σώματος). Ανύψωση του σώματος θα πραγματοποιηθεί, όταν η σεισμική απαίτηση (ροπή ανατροπής) $= m\ddot{u}_g h$ φτάνει την τιμή της σεισμικής αντοχής $= mgb$. Τη στιγμή της επικείμενης ανύψωσης, από τη 'στατική' ισορροπία του σώματος περί το σημείο περιστροφής προκύπτει η σχέση:

$$m u_g'' h = mgb \text{ δηλαδή, } u_g'' = gb/h = g \tan a \quad (1)$$

Η εξίσωση αυτή είναι γνωστή ως η εξίσωση του West και μας δείχνει ότι ένα σώμα διαστάσεων $2b \times 2h$ θα ανυψωθεί όταν $\ddot{u}_g \geq g \tan a$.



Διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής

Στο πιο πάνω σχήμα παρουσιάζεται το διάγραμμα Ροπής-Γωνίας Περιστροφής (M-θ), σύμφωνα με το οποίο το σώμα έχει 'άπειρη' δυσκαμψία μέχρι τη χρονική στιγμή της ανύψωσης. Από τη στιγμή που ξεκινά ο λικνισμός, η δύναμη επαναφοράς και συνεπώς κι η ροπή επαναφοράς μειώνονται μονοτονικά μέχρι να φτάσουν την τιμή μηδέν, όταν ισχύει $\theta = \alpha = \arctan(b/h)$.

Όταν $\ddot{u}_g \geq g \tan a$, η εξίσωση κίνησης του σώματος σύμφωνα με το Housner θα είναι:

$$I_o \theta''(t) + mgR \sin(\alpha \operatorname{sgn} \theta(t) - \theta(t)) = -m u_g''(t) R \cos(\alpha \operatorname{sgn} \theta(t) - \theta(t)) \quad (2)$$

Η συνάρτηση προσήμου (sgn) χρησιμοποιείται για να προσδιορίσει το σημείο περιστροφής

Ο ή Ο', το οποίο εξαρτάται από το πρόσημο της γωνίας ϑ . Συνεπώς, όταν το σημείο Ο' είναι το σημείο περιστροφής, η γωνία θ λαμβάνει αρνητικές τιμές, όπως φαίνεται από την παραπάνω εξίσωση. Για ορθογωνικά blocks, όπως αυτά που εξετάζουμε εδώ, η ροπή αδρανείας ισούται με $I_o = 4/3mR^2$. Άρα η πιο πάνω εξίσωση μπορεί να γραφεί ως εξής:

$$\Theta(t)'' = \rho^2(-\text{asgn}(\Theta(t)) + \Theta(t) - u_g''(t)/g) \quad (3)$$

όπου:

ρ είναι η χαρακτηριστική συχνότητα του λικνιζόμενου σώματος η οποία ισούται και με την συχνότητα ταλάντωσης του, αν αυτό θεωρηθεί ως ένα εκκρεμές

Η τιμή του ρ προκύπτει ως εξής:

$$\rho = \sqrt{\frac{WR}{I_o}} = \sqrt{\frac{3g}{4R}} \quad (4)$$

Αναφορικά με την απόσβεση, ενέργεια χάνεται μόνο όταν η γωνία περιστροφή θ αντιστρέφεται (δηλαδή αλλάζει πρόσημο) και πραγματοποιείται πρόσκρουση της βάσης με την επιφάνεια εδράσεως. Από τη διατήρηση της γωνιακής ροπής ακριβώς πριν και μετά την πρόσκρουση παίρνουμε τον συντελεστή αποκατάστασης η , δηλαδή ισχύει $\theta^+ = \eta\theta^-$. Αυτός ο συντελεστής λαμβάνει τυπικές τιμές $0.6 \div 0.9$ ενώ η θεωρητική τιμή του προκύπτει σύμφωνα με την παρακάτω εξίσωση του Housner:

$$\eta = (1 - 1.5 \sin^2 \alpha)^2 \quad (5)$$

Ωστόσο, για να ισχύει η παραπάνω εξίσωση, θα πρέπει το εξεταζόμενο σώμα να είναι αρκετά λυγηρό και ταυτόχρονα ο συντελεστής τριβής αρκετά μεγάλος, ώστε να αποτρέπονται άλλες συμπεριφορές, όπως η ολίσθηση ή η αναπήδηση. Καθώς επίσης ο συντελεστής αποκατάστασης δεν αποτελεί συνάρτηση μόνο της γεωμετρίας του σώματος, η εξίσωση αποτελεί μία θεωρητική προσέγγιση του συντελεστή αποκατάστασης που απαιτείται για την διατήρηση αμιγούς λικνισμού.

4.2.3. Τρόποι ανατροπής – Φάσμα επιτάχυνσης ανατροπής

➤ Πρώτος τρόπος ανατροπής

Θέτουμε t_{fv} τη χρονική στιγμή κατά την οποία το σώμα εισέρχεται στο καθεστώς ελεύθερης δόνησης. Αφού το σώμα έχει πραγματοποιήσει μία πρόσκρουση, για να συμβεί ανατροπή του σώματος, πρέπει να ισχύει:

$$\Theta''(t_{fv}) + p(\theta(t_{fv}) - \alpha) = 0 \quad (6)$$

Σε αυτόν τον τρόπο ανατροπής διακρίνονται δύο διαφορετικές περιπτώσεις:

1^η περίπτωση: Η πρόσκρουση συμβαίνει πριν εκπνεύσει η διέγερση, δηλαδή $t_i < T_{ex}$ και $t_{fv} = T_{ex} = (2\pi - \psi) / \omega_p$. Μετά την επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων που προκύπτουν, μπορούμε να υπολογίσουμε την ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής. Επίσης, θεωρώντας συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.9$, μπορούμε να συμπεράνουμε πως βάσει της γραμμικής προσέγγισης αυτό συμβαίνει για $0 \leq \omega_p/p \leq 4.8$.

2^η περίπτωση: Η πρόσκρουση λαμβάνει χώρα μετά το πέρας της διέγερσης, δηλαδή ισχύει $t_i > T_{ex}$. Η επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων μας δίνει την ελάχιστη επιτάχυνση ανατροπής του σώματος.

➤ Δεύτερος τρόπος ανατροπής

Το σώμα υπό αυτόν τον τρόπο ανατροπής δε θα υποστεί καμία πρόσκρουση. Θεωρώντας T_{ex} τη χρονική στιγμή όπου η διέγερση εκπνέει, η συνθήκη για την ανατροπή του σώματος είναι:

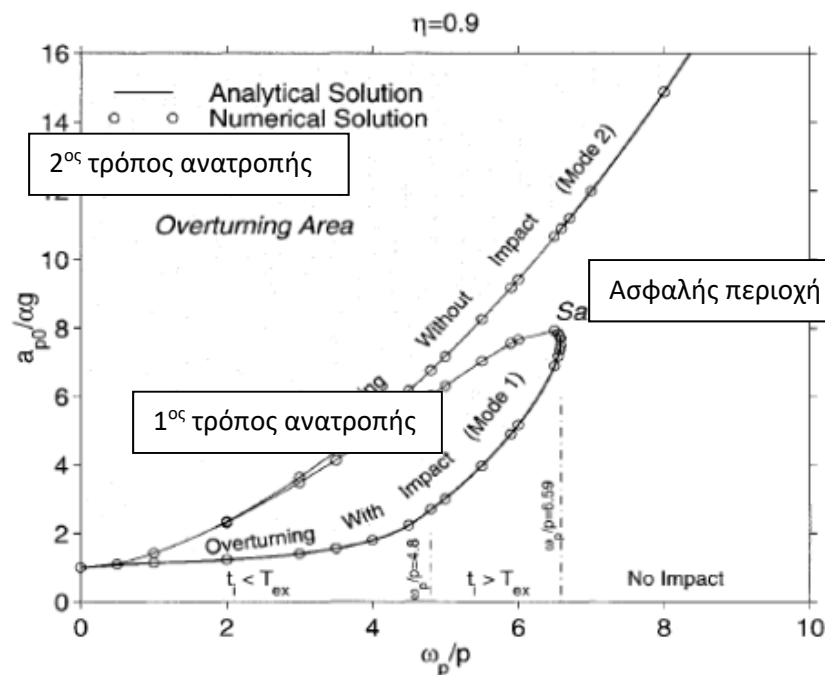
$$\frac{\theta(T_{ex})}{p} + (\theta(T_{ex}) + \alpha) = 0 \quad (7)$$

Ομοίως με προηγουμένως, η επίλυση των αναλυτικών εξισώσεων που προκύπτουν από την παραπάνω συνθήκη δίνει το ελάχιστο πλάτος της επιτάχυνσης που είναι ικανό να ανατρέψει

το σώμα χωρίς να συμβεί κάποια πρόσκρουση.

Στο σχήμα που ακολουθεί φαίνονται οι λύσεις όλων των παραπάνω εξισώσεων λαμβάνοντας υπόψη τους δύο διαφορετικούς τρόπους ανατροπής και θεωρώντας συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.9$. Ως αναλυτική λύση αναφέρεται η αριθμητική επίλυση όλων των παραπάνω εξισώσεων, σε αντιδιαστολή με τα παραδείγματα που έπονται, τα οποία αναφέρονται ως αριθμητική λύση.

- Η κλειστή περιοχή που αναγράφεται ως “overturning with impact” αναφέρεται στον 1^ο τρόπο ανατροπής. Σχηματίζεται από την γραφική παράσταση της πρώτης υποπερίπτωσης (άνω) και της δεύτερης (κάτω).
- Η περιοχή πάνω από την καμπύλη που αναφέρεται ως “overturning without impact” αναφέρεται στον 2^ο τρόπο ανατροπής, δηλαδή χωρίς καμία πρόσκρουση.
- Η περιοχή που απομένει ονομάζεται ‘ασφαλής περιοχή’ και συμπεριλαμβάνει τόσο την περίπτωση όπου η πρόσκρουση πραγματοποιείται πριν από το πέρας της διέγερσης (μικρότερες τιμές a_g / ga), όσο και την περίπτωση όπου η πρόσκρουση έπειτα του πέρατος της διέγερσης (μεγαλύτερες τιμές a_g / ga).



Τρόποι ανατροπής

Όπως παρατηρούμε από την παραπάνω γραφική παράσταση,

- όταν ο λόγος ω_p / ρ είναι αρκούντως μικρός, συμβαίνει ο 1^{ος} τρόπος ανατροπής.
- Για να πραγματοποιηθεί ο 2^{ος} τρόπος ανατροπής, απαιτείται αρκετά μεγαλύτερο πλάτος επιτάχυνσης.
- Ενδιαφέρον προκαλεί η ύπαρξη ενός πεπερασμένου εύρους τιμών επιταχύνσεων ανάμεσα στους δύο τρόπους ανατροπής, διότι η μετάβαση από τον έναν στον άλλον τρόπο ανατροπής δεν είναι άμεση. Γι' αυτές τις τιμές των επιταχύνσεων δεν είναι δυνατή η ανατροπή του σώματος.

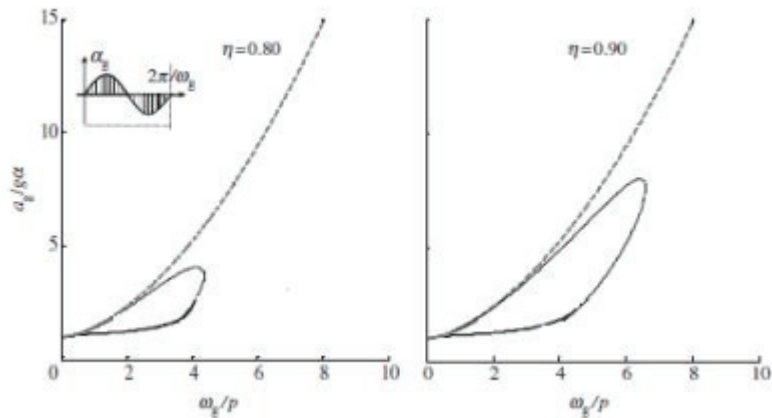
4.2.4. Επιρροή των χαρακτηριστικών του σώματος

➤ **Επιρροή της ραδιότητας α**

Θεωρώντας το μέγεθος $\lambda=h/b$, παρατηρούμε πως τα λυγηρά σώματα (δηλαδή αυτά που έχουν μικρότερη γωνία α) είναι πιθανότερο να ανατραπούν, καθώς τίθενται σε λικνισμό για μικρότερες τιμές της εδαφικής επιτάχυνσης PGA. Επιπλέον, τα λυγηρότερα σώματα ανατρέπονται για σημαντικά μικρότερες γωνίες περιστροφής ϑ σε σχέση με τα στιβαρότερα. Αυτό σημαίνει πως είναι πιο ευάλωτα σε εδαφικές κινήσεις μικρής περιόδου.

➤ **Επιρροή του συντελεστή επαναφοράς η**

Η τιμή του συντελεστή επαναφοράς η επηρεάζει το μέγεθος της κλειστής περιοχής που αναφέρεται στον 1^ο τρόπο ανατροπής του σώματος, που αναφέρεται σε δύο διαφορετικές αναλύσεις για το ίδιο σώμα (μέγεθος και σχήμα), αλλά με τιμές του συντελεστή επαναφοράς $\eta = 0.80$ και $\eta = 0.90$ αντίστοιχα. Ο ημιτονικός παλμός που χρησιμοποιήθηκε είχε πανομοιότυπα χαρακτηριστικά και στις δύο περιπτώσεις.



Συντελεστής επαναφοράς η

Έτσι, η εξάρτηση της απόκρισης από τον συντελεστή αποκατάστασης καθιστά αδύνατη την κατασκευή μίας μοναδικής καμπύλης που θα περιγράφει την ανατροπή ή τη μέγιστη απόκριση του σώματος.

- Αυξανόμενου του συντελεστή η , υπάρχει μείωση της απόσβεσης, τόσο πιο εύκολα πέφτει, άρα αυξάνεται ο βρόγχος που αναφέρεται στον πρώτο τρόπο ανατροπής.

➤ **Επιρροή του μεγέθους R**

Από την εξίσωση: $m u_g'' h = m g b$ δηλαδή, $u_g'' = g b / h = g \tan a$ (8)

θεωρώντας σώμα ορθογωνικού σχήματος (δηλαδή $I_o = 4/3 * m * R$) παίρνουμε:

$$\frac{4}{3} R^2 \theta''(t) + g R \sin(asgn\theta(t) - \theta(t)) = -u''(t) R \cos(asgn\theta(t) - \theta(t)) \quad (9)$$

όπου: $-u''(t) R \cos(asgn\theta(t) - \theta(t))$: είναι η σεισμική απαίτηση

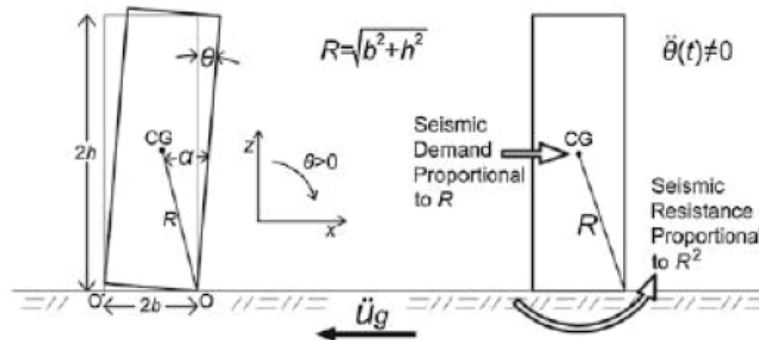
$\frac{4}{3} R^2 \theta''(t) + g R \sin(asgn\theta(t) - \theta(t))$: είναι η σεισμική αντοχή

Από την παραπάνω εξίσωση συμπεραίνουμε πως όταν ένα ελευθέρως εδραζόμενο λυγηρό σώμα έχει τεθεί σε λικνισμό, η σεισμική απαίτηση (σεισμική ροπή ανατροπής) είναι ανάλογη του μεγέθους R , ενώ η σεισμική αντοχή (αντίσταση στο λικνισμό) είναι ανάλογη του μεγέθους R^2 .

Επομένως, η εξίσωση :

$$\frac{\theta(Tex)}{p} + (\theta(Tex) + a) = 0$$

αποδεικνύει πως ανεξαρτήτως της λυγηρότητας ενός σώματος ή της έντασης της εδαφικής επιτάχυνσης \ddot{u}_g (δηλαδή μεγάλη σεισμική απαίτηση), όταν για πεπερασμένη τιμή του $\theta''(t)$ το λικνιζόμενο σώμα είναι αρκετά μεγάλο, η τετραγωνική δύναμη του μεγέθους R μπορεί πάντα να εξασφαλίσει τη σταθερότητα του σώματος, εφόσον αυξάνει σημαντικά την σεισμική του αντοχή. Αυτό το φαινόμενο του μεγέθους-συχνότητας είναι απλά μία υπενθύμιση της αρχής ότι ένας όρος υψωμένος στο τετράγωνο κυριαρχεί έναντι του ίδιου όρου υψωμένου στην πρώτη δύναμη, ανεξάρτητα από τις τιμές των άλλων συντελεστών.



Τα παραπάνω επαληθεύονται κι από το Housner με διαφορετικό τρόπο. Πράγματι, η σταθερότητα ενός λικνιζόμενου σώματος μπορεί να υπολογιστεί συγκρίνοντας την εισαγόμενη ενέργεια με την ενέργεια που απαιτείται για να ανατραπεί το σώμα. Αν η εισαγόμενη ενέργεια υπολογίζεται από το φάσμα ταχύτητας απόκρισης, S_v , της σεισμικής εδαφικής κίνησης, τότε η εξίσωση που ικανοποιεί την απαίτηση για να έχουμε ανατροπή είναι:

$$\frac{1}{2}WRa^2 = \frac{1}{2} \frac{W}{g} \frac{mR^2}{I_0} S_v^2 \rightarrow a = \frac{S_v}{\sqrt{gR}} \sqrt{\frac{mR^2}{I_0}} \quad (10)$$

Για λυγηρά σώματα μπορούμε να θεωρήσουμε πως ο λόγος mR^2/I_0 είναι περίπου ίσος με τη μονάδα. Έτσι, η παραπάνω εξίσωση γίνεται:

$$a = \frac{Sv}{\sqrt{gR}} \quad (11)$$

Αυτή η εξίσωση δηλώνει πως για δεδομένη φασματική τιμή Sv , ένα σώμα ραδινότητας a , η οποία υπολογίζεται βάσει της πιο πάνω εξίσωσης, έχει 50% πιθανότητα να ανατραπεί. Οι διαστάσεις του σώματος εισάγονται μόνο μέσω του μεγέθους R , δείχνοντας πως όσο αυξάνεται η τιμή του R , τόσο πιο σταθερό έναντι ανατροπής είναι το σώμα. Άρα, από δύο σώματα ίδιων αναλογιών, το σώμα με το μεγαλύτερο μέγεθος είναι σταθερότερο σε σχέση με αυτό που έχει μικρότερο μέγεθος. Το απροσδόκητο αυτό φαινόμενο κλίμακας εξηγείται από το γεγονός πως η εδαφική κίνηση δεν κλιμακώνεται μαζί με το σώμα.

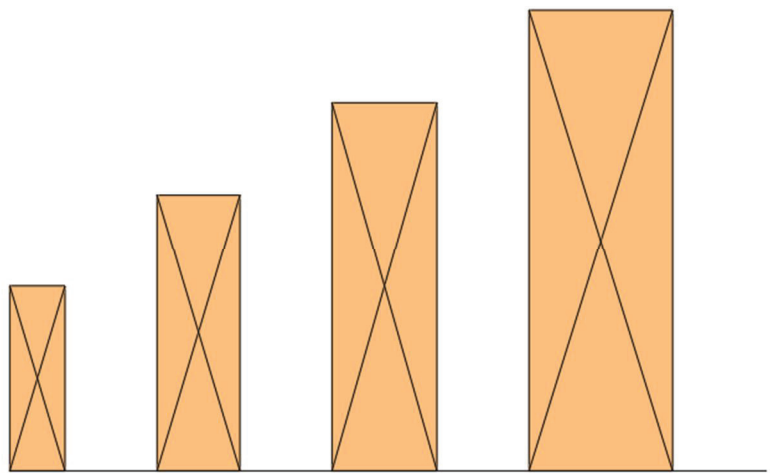
4.2.5. Αριθμητική προσομοίωση περιεχόμενων κατασκευών

Σε αυτό το κεφάλαιο παραθέτω σε πίνακα τα άκαμπτα υπο εξέταση λικνιζόμενα ορθογωνικά σώματα με τα στοιχεία τους ($\tan\alpha$, R , h)

Στοιχείο	$\tan\alpha$	H	R
1	0.3	1,0	0.522
2	0.3	1,5	0.783
3	0.3	2,0	1.04
4	0.3	2,5	1.31
5	0.2	1,0	0.51
6	0.2	1,5	0.76
7	0.2	2,0	1.02
8	0.2	2,5	1.27
9	0.1	1,0	0.5
10	0.1	1,5	0.75
11	0.1	2,0	1.00
12	0.1	2,5	1.26

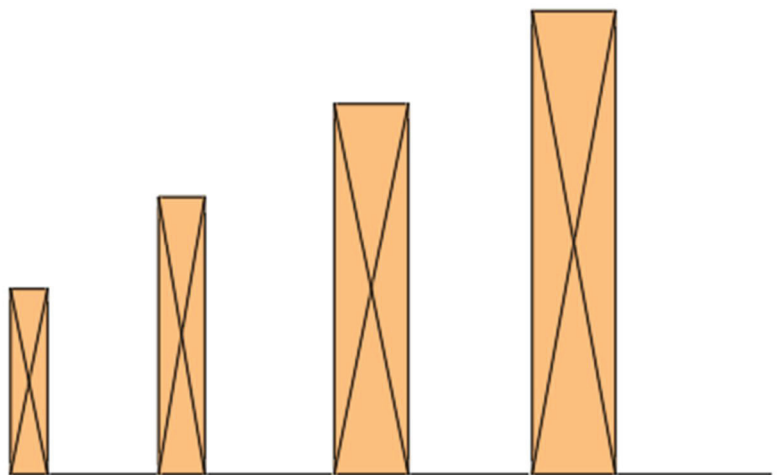
Πίνακας άκαμπτων λικνιζόμενων σωμάτων

$\tan\alpha=0.3$



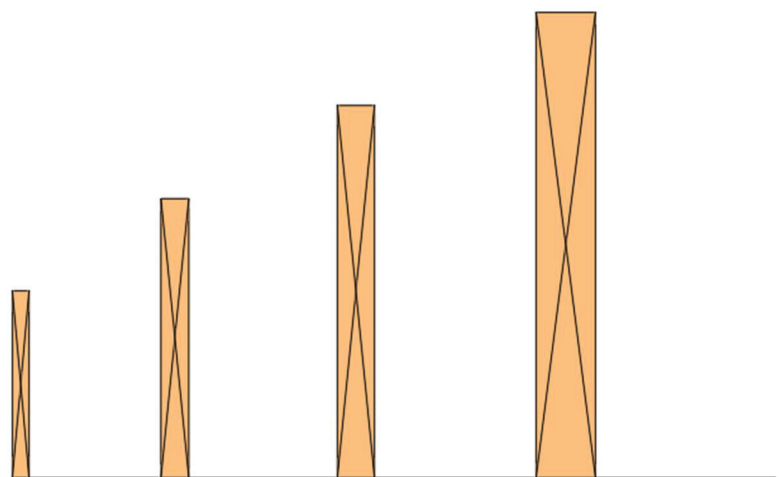
Λικνιζόμενα σώματα $\tan\alpha=0.3$

$\tan\alpha=0.2$



Λικνιζόμενα σώματα $\tan\alpha=0.2$

$\tan\alpha=0.1$



Λικνιζόμενα σώματα $\tan\alpha=0.1$

4.3. ΚΑΜΠΥΛΕΣ ΤΡΩΤΟΤΗΤΑΣ

4.3.1. Εισαγωγή

Πολλά αρχαία μνημεία αποτελούνται από στοιχεία τα οποία κείτονται επί εδάφους ή επί άλλων σωμάτων χωρίς κάποιο είδος κονιάματος ενδιάμεσα, ενώ σε ελάχιστες περιπτώσεις υπάρχουν κάποιοι μεταλλικοί σύνδεσμοι στις αρθρώσεις, οι οποίοι αποτρέπουν την ολίσθηση κι όχι το λικνισμό. Έτσι, υπό ισχυρή σεισμική καταπόνηση, τα σώματα αυτά υπόκεινται σε λικνισμό. Αυτές οι κατασκευές μας προκαλούν ιδιαίτερο ενδιαφέρον, αφού πολλές έχουν αντέξει σε δυνατούς σεισμούς για περισσότερα από 2000 χρόνια. Φυσικά, υπάρχουν κι αρκετές άλλες που έχουν καταρρεύσει.



Η τρωτότητα των σωμάτων στους σεισμούς εξαρτάται από δύο κύριες παραμέτρους:

- το μέγεθος τους
- την πρωταρχική περίοδο της εδαφικής κίνησης.

Η επιρροή του μεγέθους έχει αναλυθεί σε προηγούμενα κεφάλαια. Όσον αφορά στην περίοδο της διέγερσης, επηρεάζει σημαντικά την απόκριση και την πιθανότητα ανατροπής. Οι σεισμοί μικρής συχνότητας είναι πολύ πιο επικίνδυνοι από αυτούς που έχουν μεγάλη συχνότητα.

Οι καμπύλες τρωτότητας ενός σώματος ή μίας ολόκληρης κατασκευής αποτελούν ένα πολύ χρήσιμο εργαλείο για την αξιολόγηση του σεισμικού κινδύνου τους, καθώς απεικονίζουν την πιθανότητα υπέρβασης μίας καθορισμένης οριακής κατάστασης ικανότητας από την κατασκευή, σε συνάρτηση με την ένταση της εδαφικής κίνησης, η οποία μπορεί να δίνεται ως μία παράμετρος της επιτάχυνσης, της ταχύτητας κτλ.

Η ανάλυση της τρωτότητας μίας κατασκευής στην αντισεισμική μηχανική ξεκίνησε

τουλάχιστον τριάντα χρόνια πριν, όταν ο Kennedy κι οι συνεργάτες του, όρισαν το 1980 τη συνάρτηση τρωτότητας ως μία πιθανολογική σχέση μεταξύ της συχνότητας αστοχίας ενός εξαρτήματος ή στοιχείου ενός πυρηνικού εργοστασίου και της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης κατά τη διάρκεια ενός σεισμού.

Ένας εναλλακτικός ορισμός της τρωτότητας ενός σώματος είναι ο εξής: Η συνάρτηση τρωτότητας αντικατοπτρίζει την αθροιστική συνάρτηση κατανομής της ικανότητας ενός σώματος να αντέξει μέχρι μία ανεπιθύμητη οριακή κατάσταση. Υπενθυμίζουμε ότι αθροιστική συνάρτηση κατανομής ονομάζεται η πιθανότητα μία ποσότητα να λάβει τιμή μικρότερη ή ίση μίας άλλης δεδομένης τιμής, ως συνάρτηση της τιμής αυτής.

4.3.2. Μέτρο έντασης (Intensity Measures – IMs)

Στις αναλύσεις χρησιμοποιήθηκε ένα σύνολο τριάντα χρονοϊστοριών εδαφικής κίνησης. Η απαίτηση αντοχής σε μία κατασκευή μπορεί να προσεγγισθεί ως μέτρο της απόκρισης της (π.χ. το μέγιστο drift που εμφανίζεται μεταξύ των ορόφων). Για να προβλεφθεί αποτελεσματικά αυτή η απόκριση, χρειαζόμαστε το μέτρο έντασης IM (Intensity Measure) για κάθε σεισμό. Ο πιο διαδεδομένος μέτρο έντασης ήταν η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration – PGA). Πρόσφατα άρχισε να χρησιμοποιείται και η φασματική επιτάχυνση της πρώτης ιδιοπεριόδου της κατασκευής, αλλά και άλλα μέτρα, όπως οι μέγιστη εδαφική ταχύτητα (Peak Ground Velocity – PGV), η μέγιστη εδαφική μετακίνηση (Peak Ground Displacement – PGD) κι άλλοι.

Τα προαναφερθέντα μέτρα έντασης είναι γενικώς μονοπαραμετρικά κι γι' αυτόν το λόγο αποκαλούνται βαθμωτά. Αντιστοίχως, υπάρχουν και μέτρα εντάσεως που λαμβάνουν υπόψη δύο ή περισσότερες παραμέτρους, τα οποία αποκαλούνται διανυσματικά. Εφόσον τα διανυσματικά μέτρα έντασης διαθέτουν περισσότερες πληροφορίες για την εδαφική κίνηση, είναι αναμενόμενο να προβλέπουν με περισσότερη επιτυχία την απόκριση της κατασκευής. Παρ' όλα αυτά οι τρισδιάστατες επιφάνειες που προκύπτουν ερμηνεύονται πολύ δυσκολότερα από τις αντίστοιχες δισδιάστατες των βαθμωτών μέτρων έντασης και ταυτόχρονα καθιστούν δυσκολότερη τη διαχείριση των εδαφικών σεισμικών καταγραφών.

Στην παρούσα διπλωματική εξετάστηκαν δύο ειδών βαθμωτά μέτρα έντασης:

- το πρώτο αφορά στη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) και
- το δεύτερο στη μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV).

Και στις δύο περιπτώσεις, έγινε κανονικοποίηση των εδαφικών καταγραφών με βάση την τιμή του μέτρου έντασης IM, προκειμένου να υπολογιστούν οι δεσμευμένες πιθανότητες.

4.3.3. Ανάλυση της τρωτότητας

4.3.3.1. Πιθανολογικό μοντέλο σεισμικής τρωτότητας

Η ανάλυση της τρωτότητας απαιτεί τον υπολογισμό των πιθανοτήτων υπέρβασης μίας μονοτονικά αυξανόμενης οριακής κατάστασης. Αυτό σημαίνει πως για να εκτιμηθεί η τρωτότητα μίας κατασκευής, πρέπει να υπολογισθεί η δεσμευμένη πιθανότητα F_R , όπου η σεισμική απαίτηση, εκφρασμένη ως μία παράμετρος (Engineering Demand Parameter – EDP) υπερβαίνει την ικανότητά της, edp , για δεδομένη τιμή του μέτρου έντασης IM, δηλαδή:

$$F_R = P(EDP \geq edp \mid IM) \quad (12)$$

Η ικανότητα υπολογίζεται με βάση τις προτεινόμενες οριακές καταστάσεις, ενώ η σεισμική απαίτηση υπολογίζεται χρησιμοποιώντας τη σχέση μεταξύ της μέσης τιμής της κατασκευαστικής απαίτησης, S_d , και κάθε μέτρο έντασης IM:

$$S_d = \alpha IM^b \quad (13)$$

όπου:

a,b είναι οι γραμμικοί συντελεστές παλινδρόμησης για τη λογαριθμική έκφραση του νόμου

Θεωρώντας ότι ισχύει η λογαριθμοκανονική κατανομή και για την ικανότητα και για την απαίτηση της κατασκευής και λαμβάνοντας υπόψη μόνο τις αβεβαιότητες της σεισμικής απαίτησης, β_{InEDP} , η εξίσωση μπορεί να γραφτεί ως εξής:

$$F_R(EDP \geq edp \mid IM) = 1 - \Phi \left(\frac{\ln(edp) - \mu}{\beta} \right) \quad (14)$$

όπου:

- Φ είναι η τυπική συνάρτηση κανονικής αθροιστικής κατανομής
- μ_{InEDP} η μέση τιμή της απαίτησης
- β_{InEDP} είναι η διασπορά ή η λογαριθμική κανονική απόκλιση της απαίτησης, συναρτήσει του μέτρου έντασης IM

Εναλλακτικά, μία καλή προσέγγιση της προηγούμενης εξίσωσης προκύπτει, αν διαιρέσουμε τον αριθμό των επιτυχών προσομοιώσεων με τον συνολικό αριθμό των προσομοιώσεων που πραγματοποιήθηκαν. Οι δύο αυτές εξισώσεις μας δίνουν παρόμοια αποτελέσματα κι εξετάζονται εξίσου.

4.3.3.2. Παράμετρος σεισμικής απαίτησης EDP

Για τα ελευθέρως εδραζόμενα σώματα ή κατασκευές ως καλύτερη προσέγγιση της παραμέτρου σεισμικής απαίτησης, EDP, θεωρείται αυτή που βασίζεται στην περιστροφή που οφείλεται στο λικνισμό, καθώς ο λικνισμός θεωρείται ο κυρίαρχος τρόπος απόκρισης του σώματος. Έτσι, στην παρούσα διπλωματική εργασία ως παράμετρος EDP χρησιμοποιήθηκε η μέγιστη τιμή της γωνίας περιστροφής, $|\theta_{max}|$, δια την κρίσιμη γωνία περιστροφής, δηλαδή τη ραδινότητα α του σώματος, σύμφωνα με την παρακάτω σχέση:

$$EDP = \frac{|\theta_{max}|}{\alpha} \quad (15)$$

4.3.3.3. Θεώρημα ολικής πιθανότητας

Έστω A_1, A_2, \dots, A_n η ξένα ανά δύο ενδεχόμενα των οποίων η ένωση ισούται με το Ω , δηλαδή αποτελούν μία διαμέριση του Ω . Αν το B είναι ένα ενδεχόμενο του Ω , θα ισχύει:

$$B = B \cap (U A_k) = U (B \cap A_k) \quad (16)$$

Επομένως, η προσεταιριστική ιδιότητα μας δίνει:

$$P(B) = \sum_{k=1}^n P(B \cap A_k) \quad (17)$$

Όμως $P(B \cap A_k) = P(B | A_k)P(A_k)$. Επομένως, παίρνουμε:

$$P(B) = \sum_{k=1}^n P(B/A_k)P(A_k) \quad (18)$$

Η προηγούμενη σχέση ονομάζεται θεώρημα ολικής πιθανότητας κι αποτελεί πολύ χρήσιμη σχέση για τον υπολογισμό των καμπυλών τρωτότητας

4.3.3.4. Καμπύλες τρωτότητας λικνιζομένων σωμάτων

Στην περίπτωση που θέλουμε να υπολογίσουμε τις καμπύλες τρωτότητας ενός σώματος το οποίο υποβάλλεται σε διάφορες σεισμικές καταγραφές μεταβαλλόμενης έντασης, οι παραπάνω εξισώσεις πρέπει να τροποποιηθούν καταλλήλως. Συγκεκριμένα, όταν ένα ελευθέρως εδραζόμενο σώμα υποβληθεί σε μία σεισμική διέγερση, διακρίνουμε τρία ενδεχόμενα απόκρισής του:

- το σώμα ανετράπη
- το σώμα λικνίστηκε
- το σώμα δεν ξεκίνησε λικνισμό

Εφόσον αναζητούμε την πιθανότητα $P(\theta > EDP)$, σύμφωνα με το θεώρημα ολικής πιθανότητας για τα προαναφερθέντα ενδεχόμενα, ισχύει:

$$P\left(\frac{\theta}{\alpha} > EDP\right) = P(A)P\left(\frac{\theta}{\alpha} > \frac{EDP}{A}\right) + P(B)P\left(\frac{\theta}{\alpha} > \frac{EDP}{B}\right) + P(\Gamma)P\left(\frac{\theta}{\alpha} > \frac{EDP}{\Gamma}\right) \quad (19)$$

όπου: $P(\theta/\alpha > EDP/A) = 1$ και

$$P(\theta/\alpha > EDP/\Gamma) = 0$$

Επιπλέον, πολλές φορές η αύξηση της έντασης της εδαφικής κίνησης συνεπάγεται ανατροπή του σώματος. Αυτό σημαίνει πως η παράμετρος EDP λαμβάνει υπερβολικά μεγάλες τιμές ή ακόμη κι άπειρες, γεγονός που καθιστά αδύνατον τον υπολογισμό των μεγεθών μ_{lnEDP} και β_{lnEDP} . Το πρόβλημα αυτό απεμπολείται με μία απλή μετατροπή της εξίσωσης (3.3), αφού διαχωρίσουμε τα δεδομένα σε δύο κατηγορίες: αυτά που ανετράπησαν κι αυτά που δεν ανετράπησαν. Έτσι, η δεσμευμένη πιθανότητα ανατροπής είναι:

$$P(C) = \frac{\text{αριθμός προσομοιώσεων που ανετράπησαν}}{\text{συνολικός αριθμός προσομοιώσεων}} \quad (20)$$

Λαμβάνοντας ως μ_{lnEDP} και β_{lnEDP} τη μέση τιμή και τη διασπορά των δεδομένων που δεν ανετράπησαν, η εξίσωση (3) μετατρέπεται ως εξής:

$$F_R(EDP \geq edp \setminus IM) = P(C) + (1 - P(C)) \left(1 - \Phi\left(\frac{\ln(edp) - \mu_{lnEDP}}{\beta_{lnEDP}}\right)\right) \quad (21)$$

4.3.3.5. Προτεινόμενες οριακές καταστάσεις

Προηγουμένως, αναφέρθηκε η έννοια των οριακών καταστάσεων κατά τον υπολογισμό των δεσμευμένων πιθανοτήτων. Συνεπώς, είναι απαραίτητος ο επακριβής καθορισμός των οριακών καταστάσεων που χρησιμοποιούνται σε κάθε περίπτωση. Η αντοχή θα πρέπει να μετράται με τις μετρήσεις του EDP. Στην παρούσα εργασία προτάθηκαν τρεις οριακές καταστάσεις όπως φαίνονται στον πιο κάτω πίνακα.

- Η πρώτη οριακή κατάσταση (I) αντιστοιχεί σε καθόλου ή ελαφρύ λικνισμό της κατασκευής κατά την οποία επιτρέπονται ελαφρές μόνο βλάβες.
- η δεύτερη (II) σε μέτριο λικνισμό που μπορεί να επιφέρει εμφανείς τοπικές βλάβες κατά την πρόσκρουση

- η τρίτη (III) σε έντονο λικνισμό, πλησιάζοντας τα όρια της ανατροπής του σώματος. Συνήθως, όμως, η ανατροπή επέρχεται αφού ξεπεραστεί αυτή η οριακή κατάσταση.

Οριακή κατάσταση	$ \theta_{\max}/\alpha $	Στάδιο	Περιγραφή
I	0.3	Περιορισμός βλαβών	Κατασκευή με ελαφριές βλάβες
II	0.5	Μέτριες βλάβες	Υψηλή πιθανότητα τοπικών βλαβών εξαιτίας της πρόσκρουσης
III	1.0	Οιονεί κατάρρευση	Ανατροπή λόγω λικνισμού

Οριακές καταστάσεις

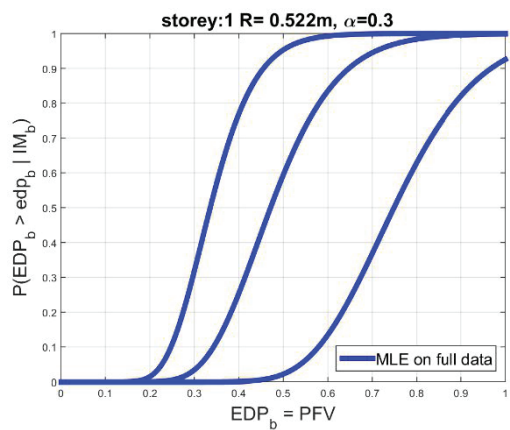
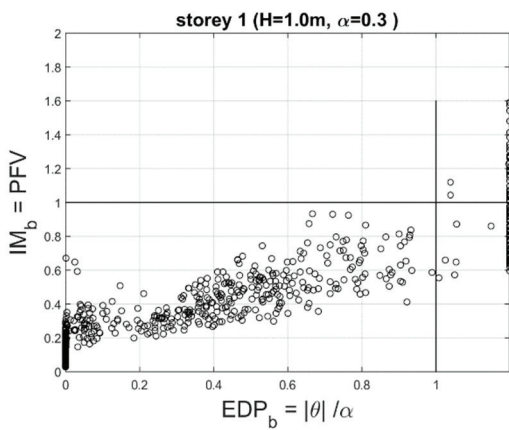
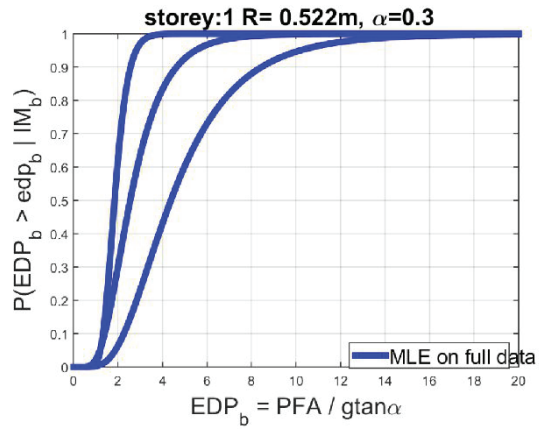
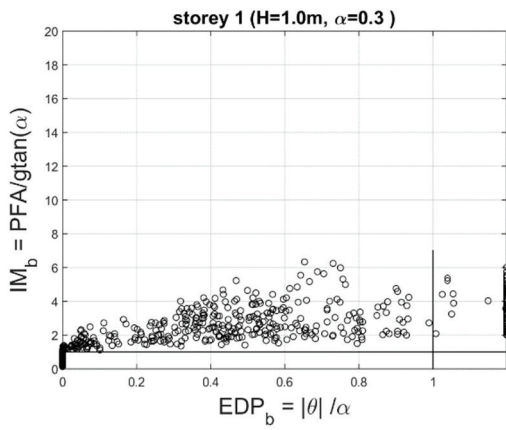
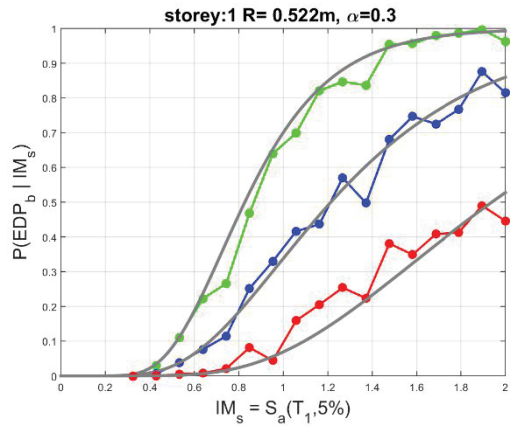
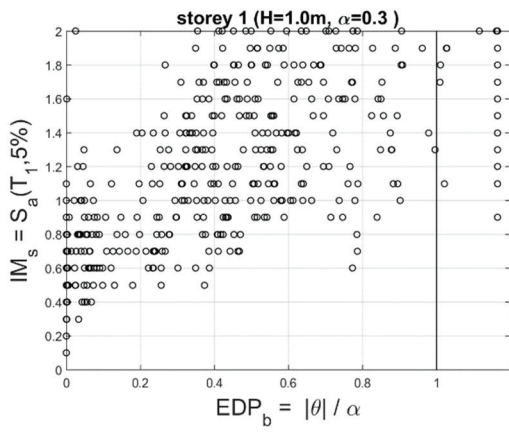
5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ – ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

5.1. Αποτελέσματα

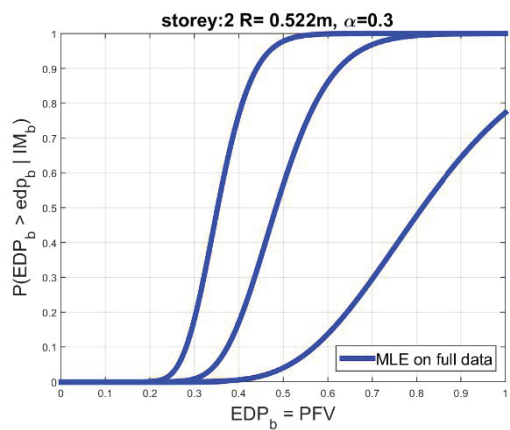
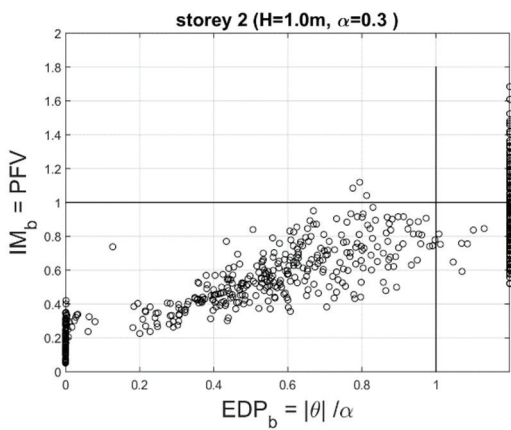
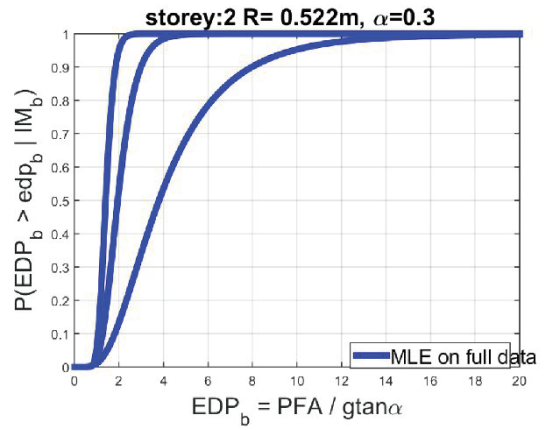
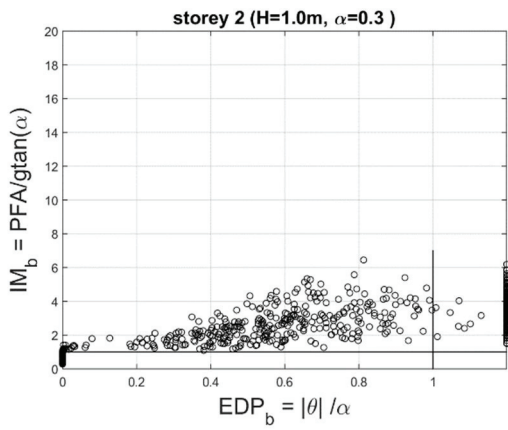
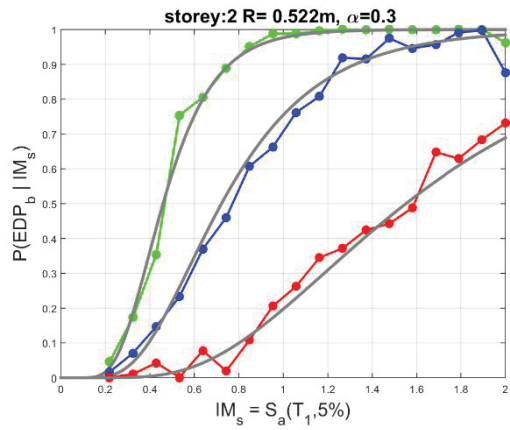
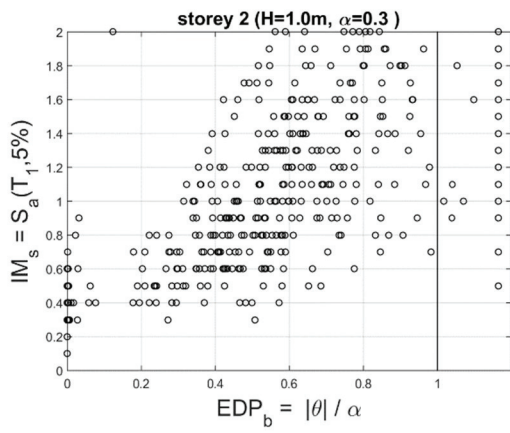
Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται οι καμπύλες PFA, PFV, Sa και οι αντίστοιχες καμπύλες τρωτότητάς τους.

Σε κάθε σελίδα βρίσκονται οι καμπύλες PFA, PFV, Sa και οι καμπύλες τρωτότητας τους για κάθε όροφο με σειρά αντικειμένων ίδια με τον πίνακα στο κεφάλαιο 4.2.5.

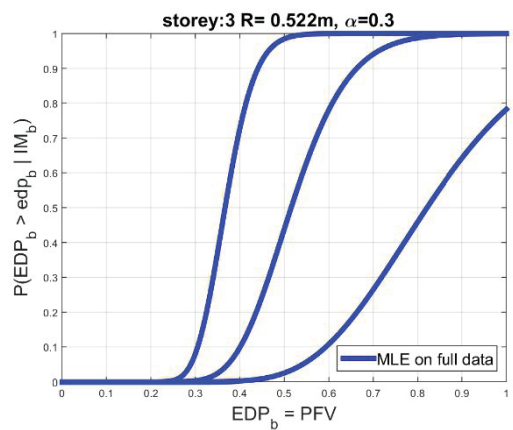
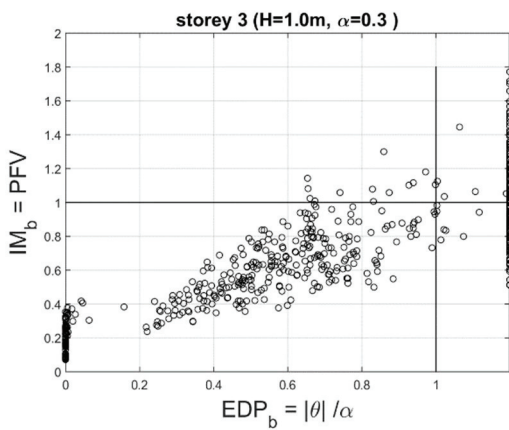
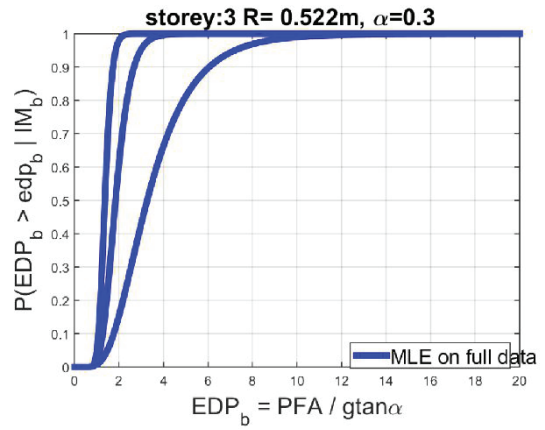
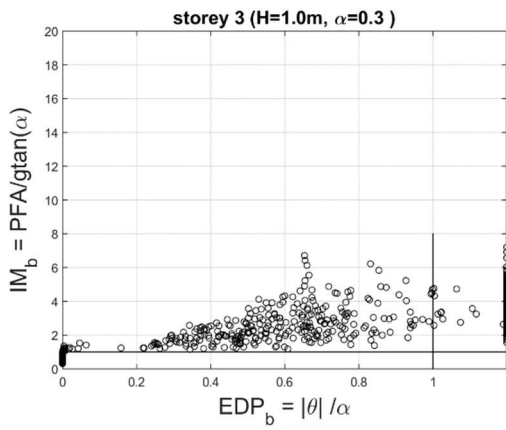
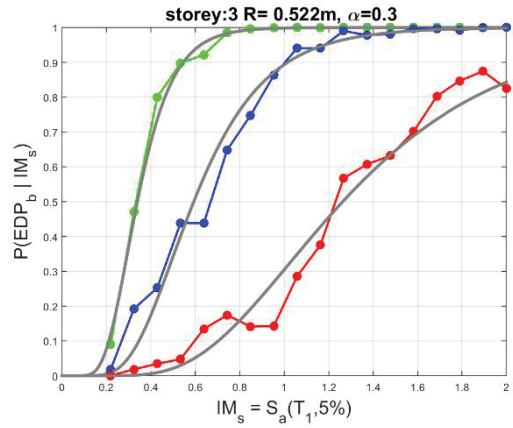
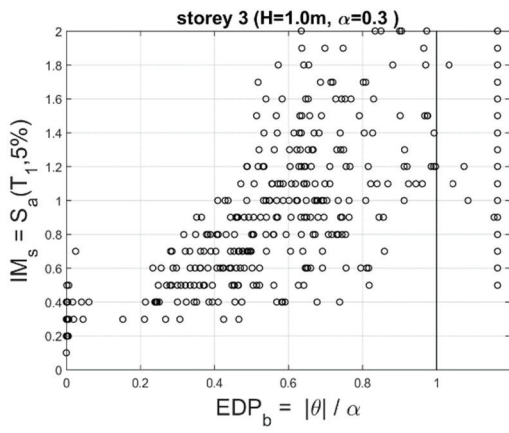
tana=0.3, H=1.0m, 1st storey



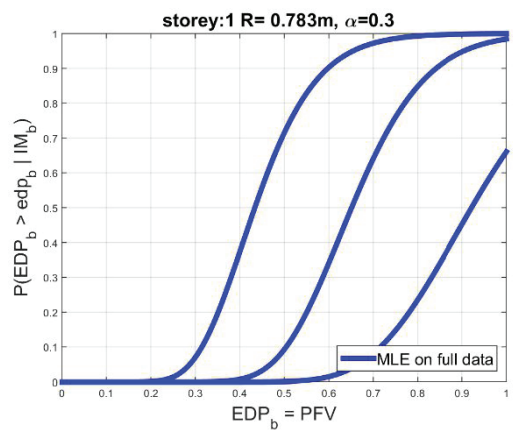
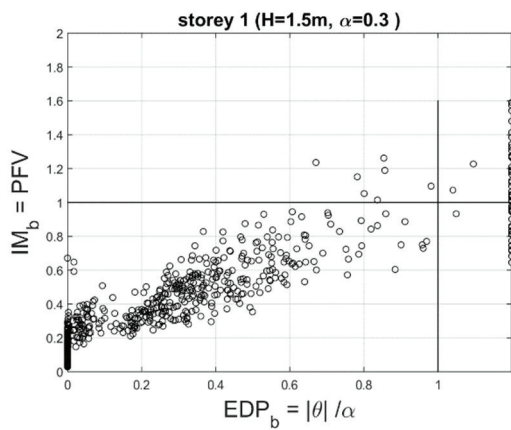
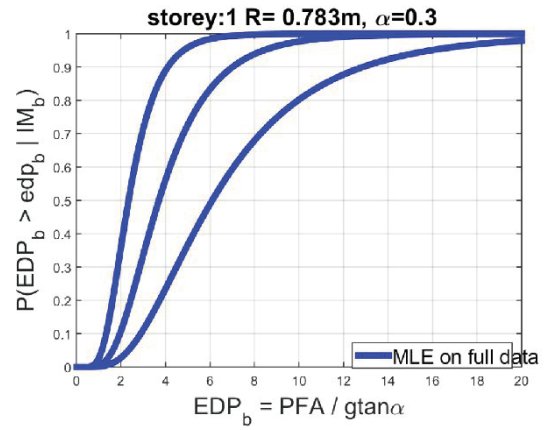
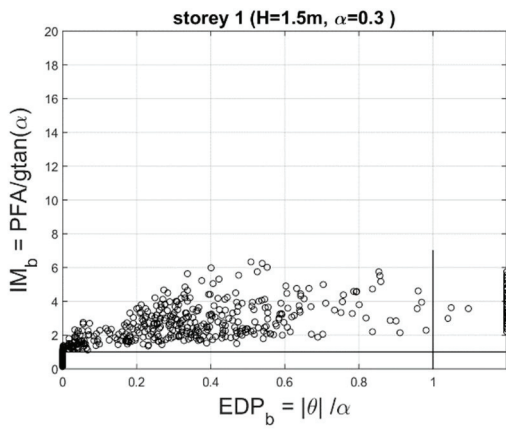
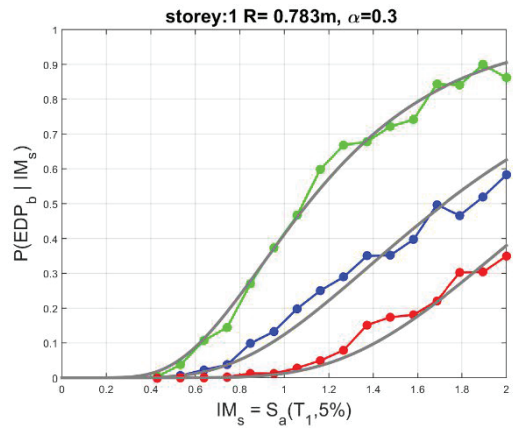
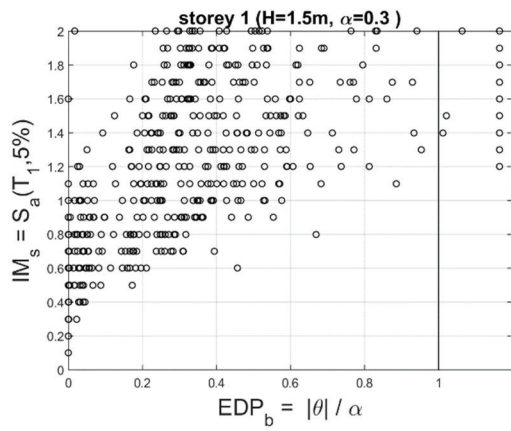
$\tan\alpha=0.3, H=1.0\text{m}, 2^{\text{nd}} \text{ storey}$



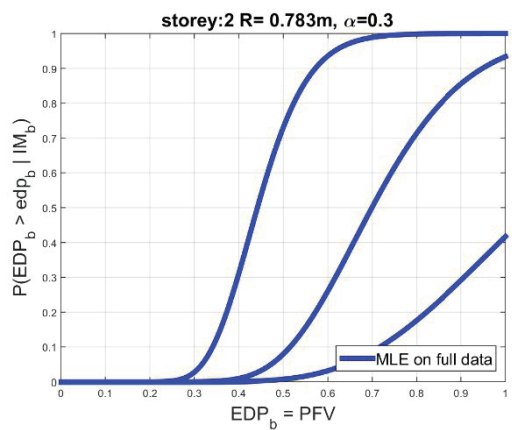
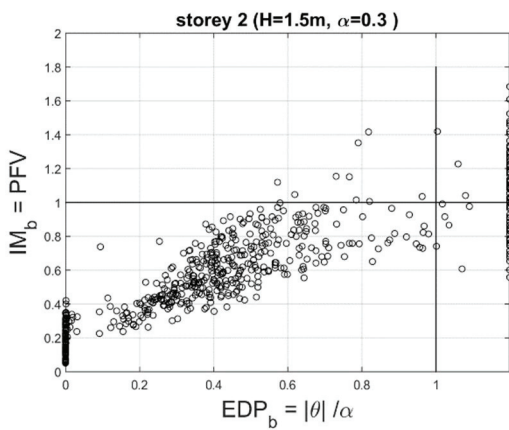
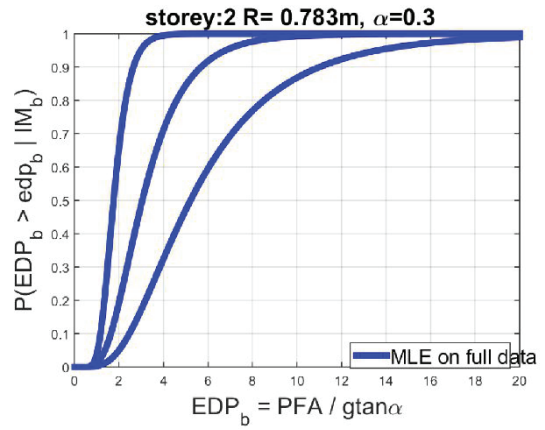
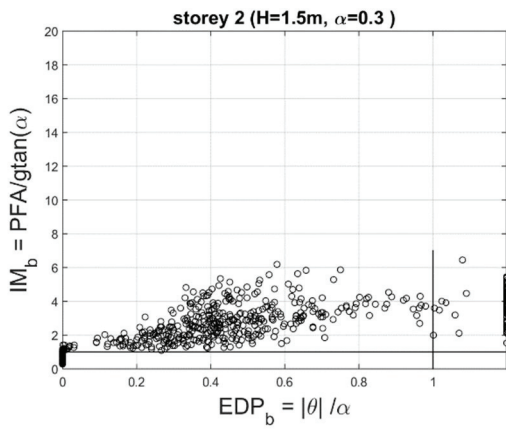
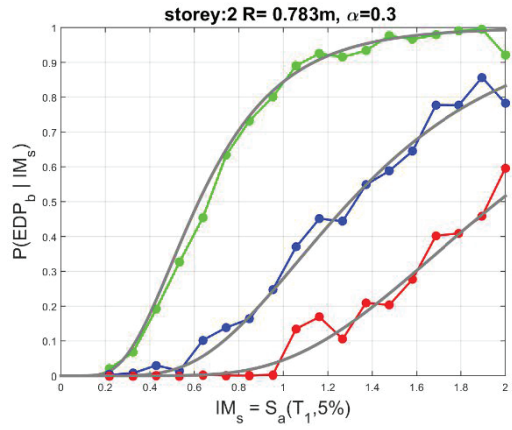
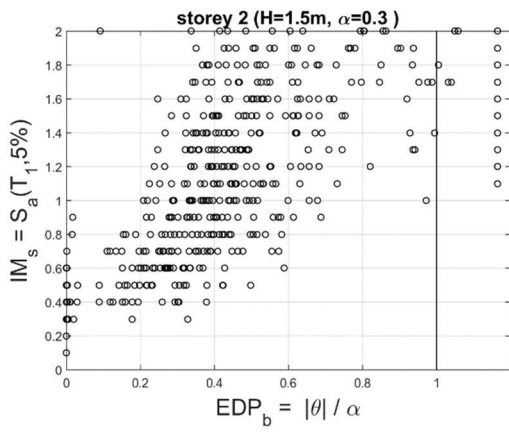
tana=0.3, H=1.0m, 3rd storey



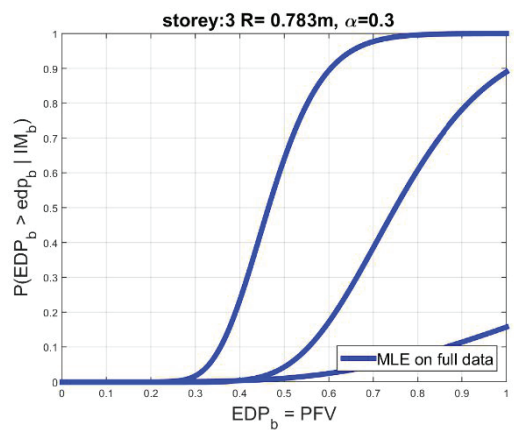
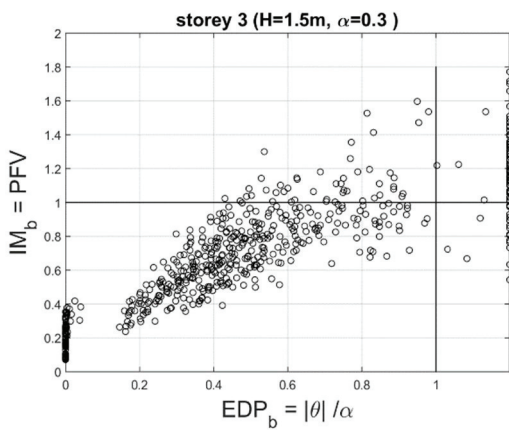
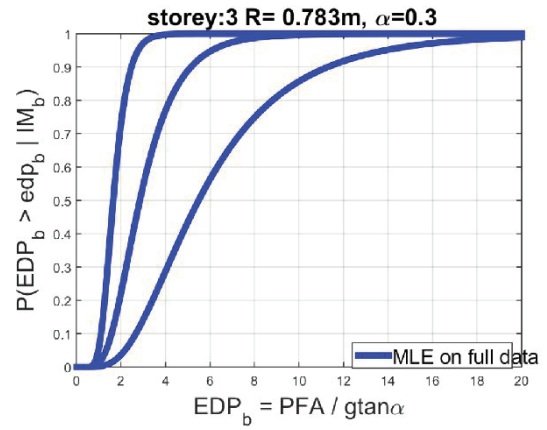
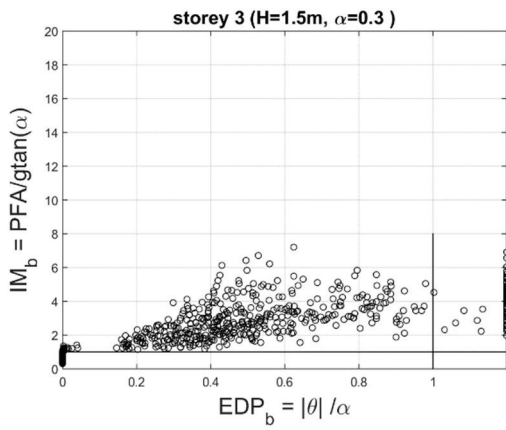
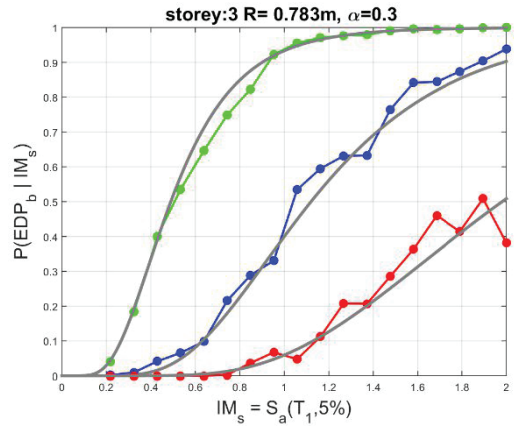
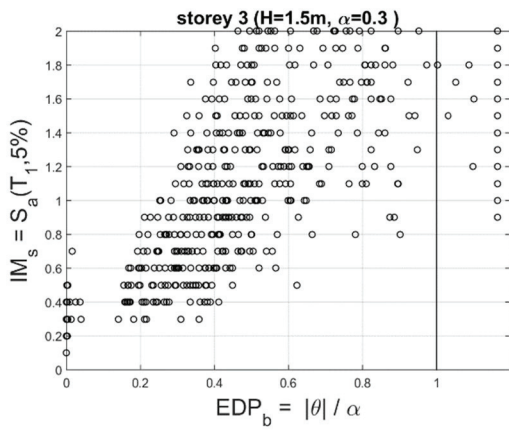
tana=0.3, H=1.5m, 1st storey



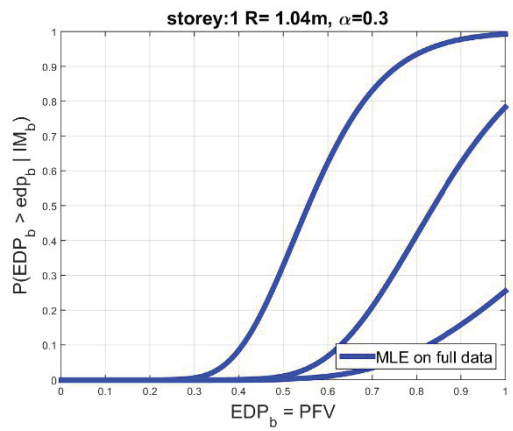
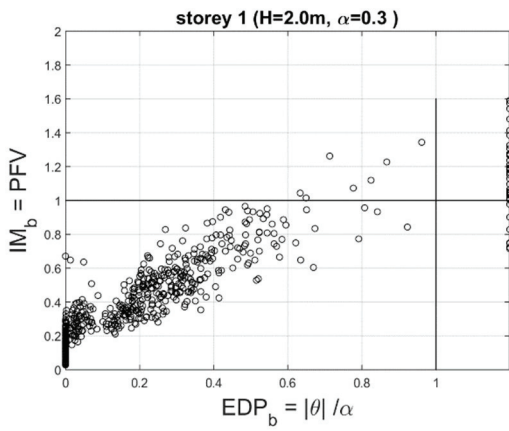
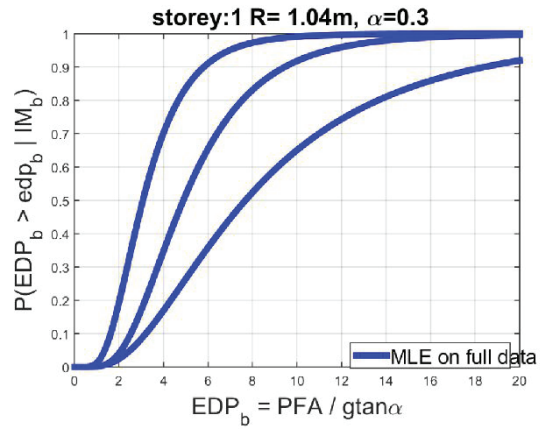
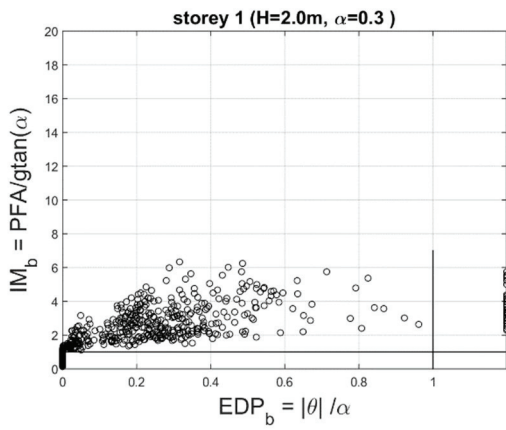
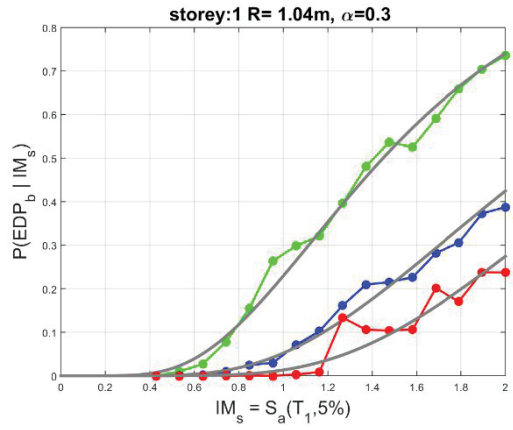
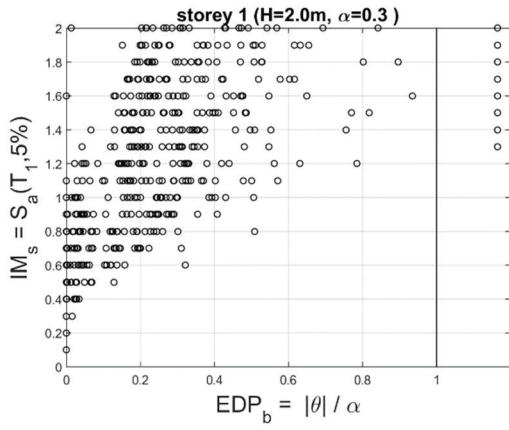
tana=0.3, H=1.5m, 2nd storey



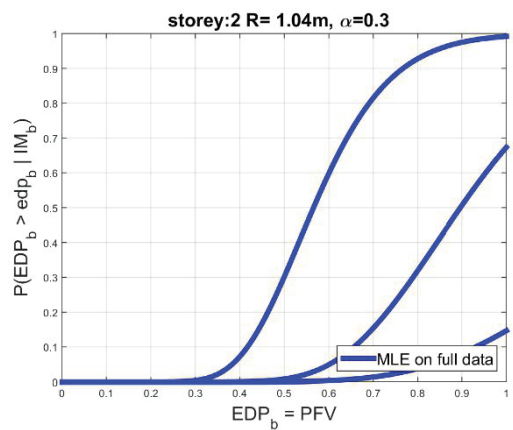
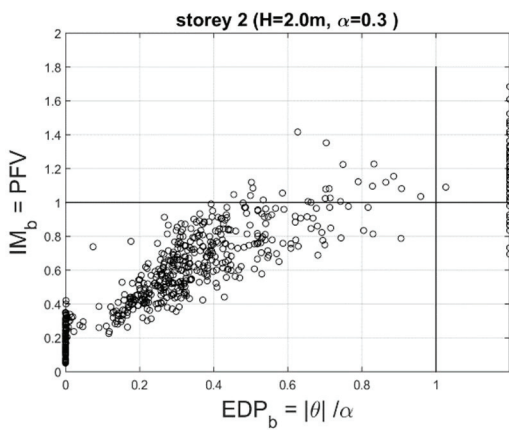
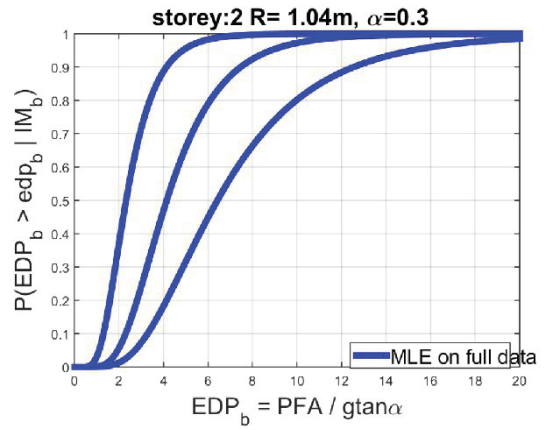
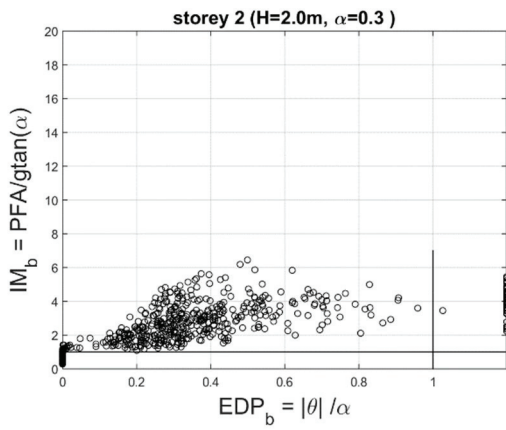
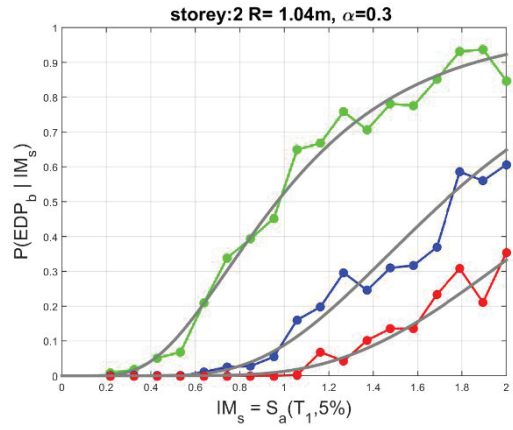
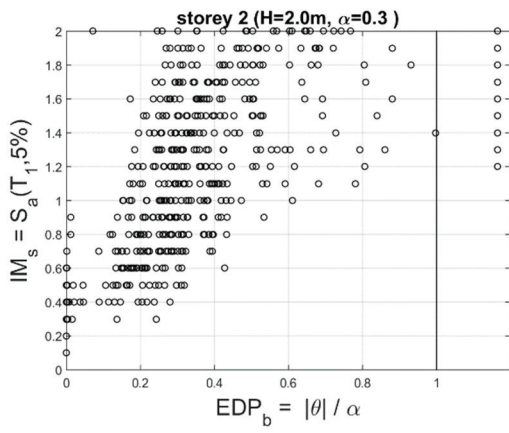
tana=0.3, H=1.5m, 3rd storey



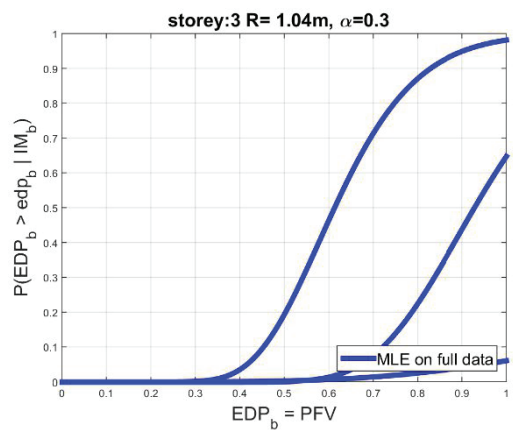
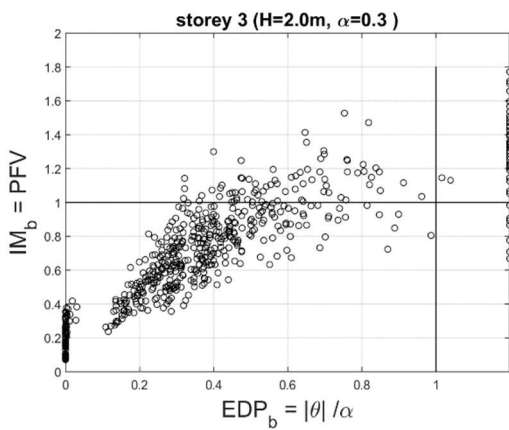
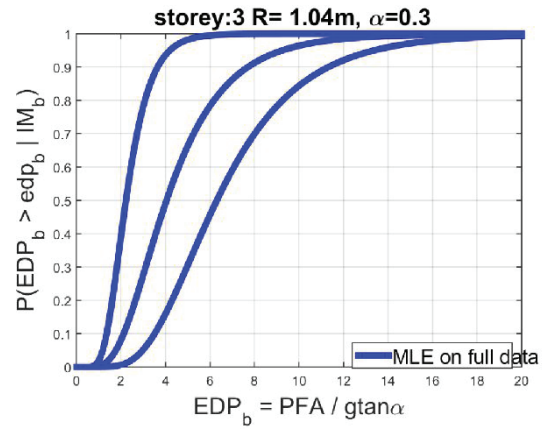
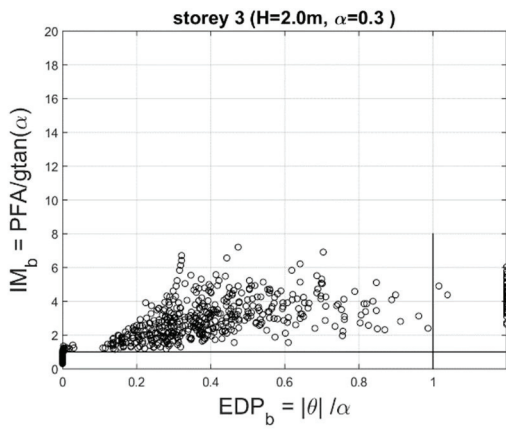
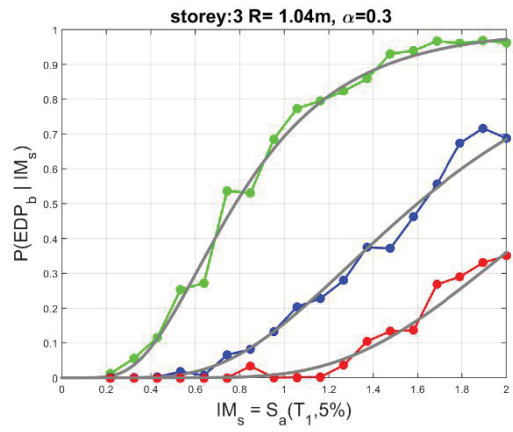
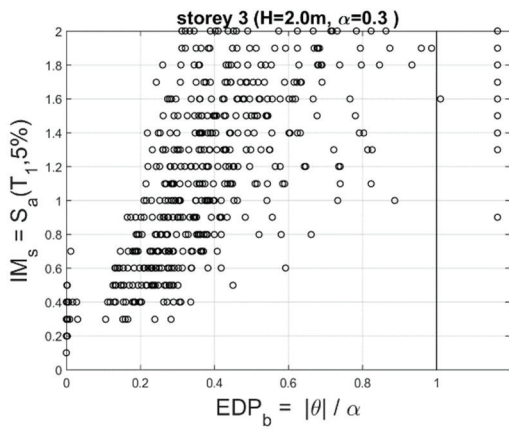
tana=0.3, H=2.0m, 1st storey



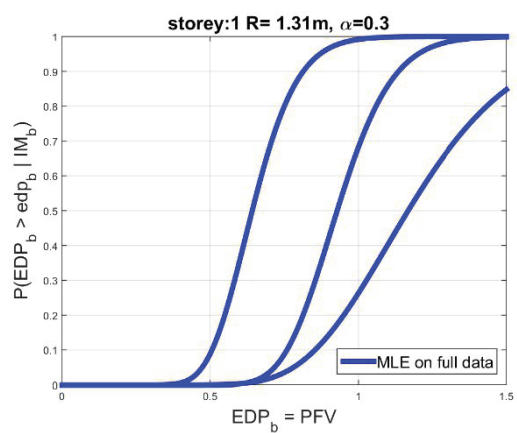
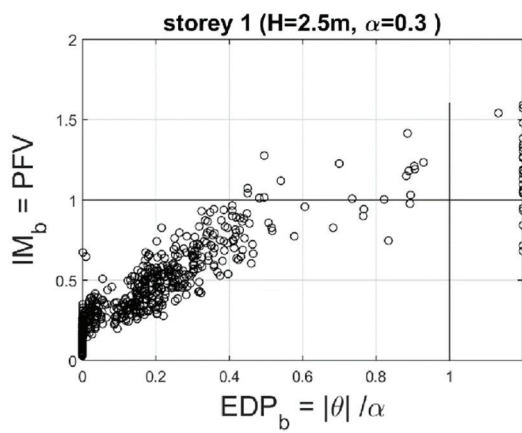
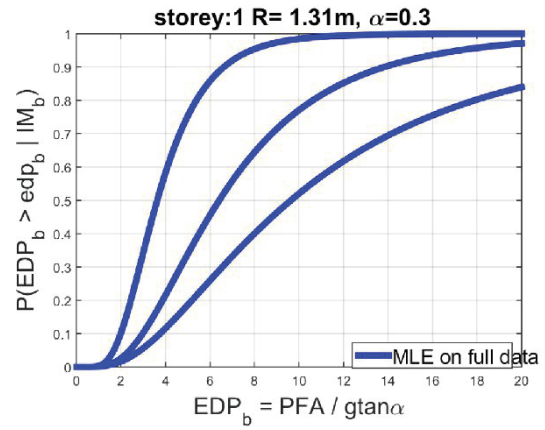
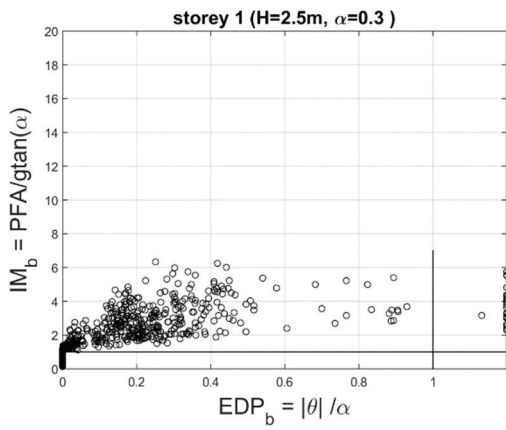
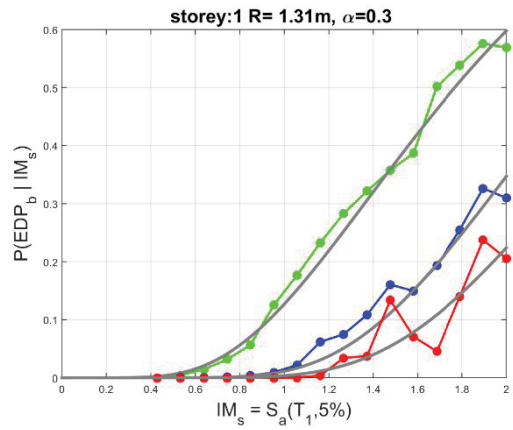
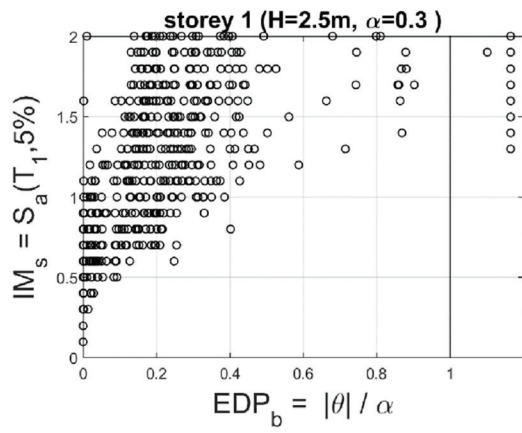
tana=0.3, H=2.0m, 2nd storey



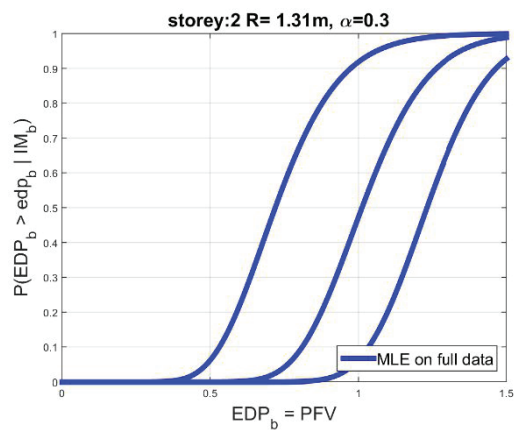
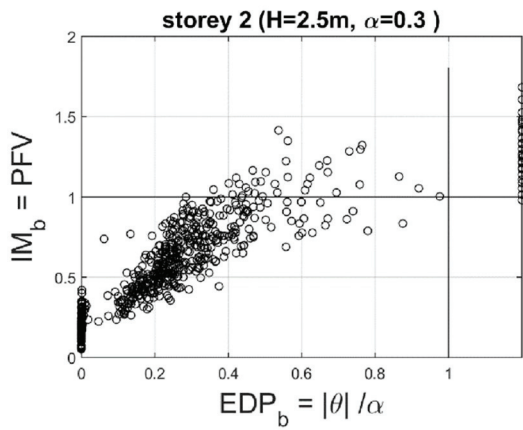
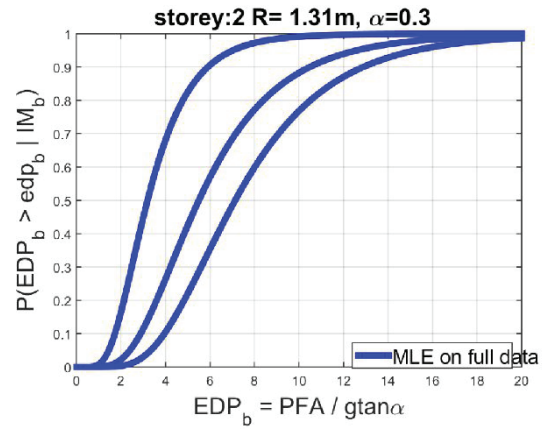
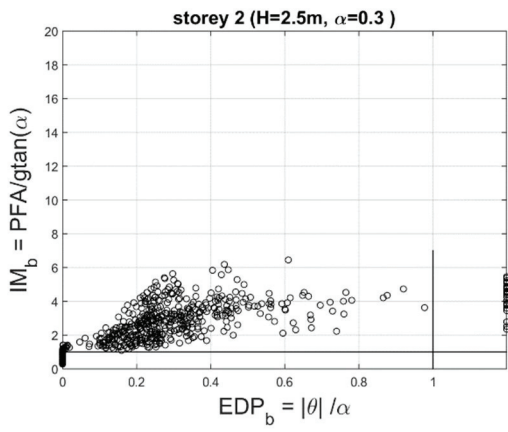
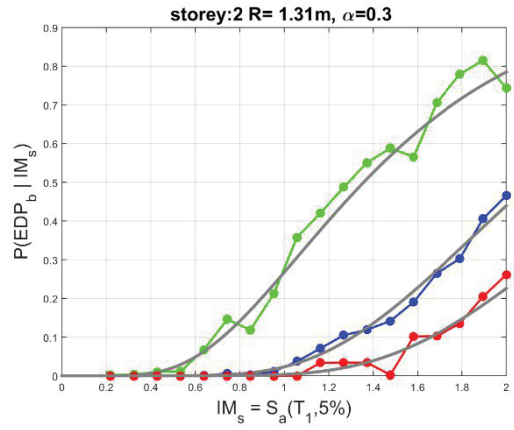
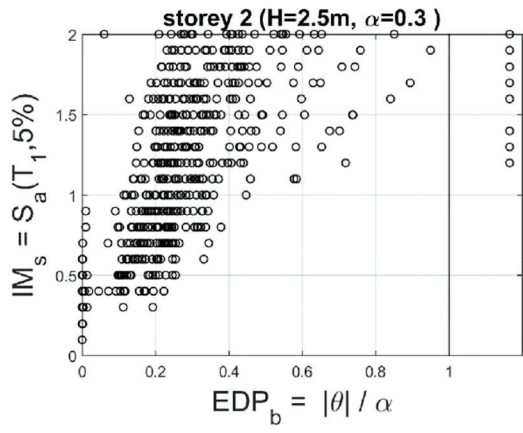
tana=0.3, H=2.0m, 3rd storey



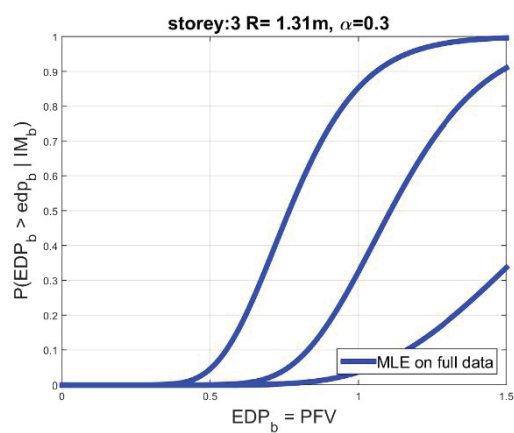
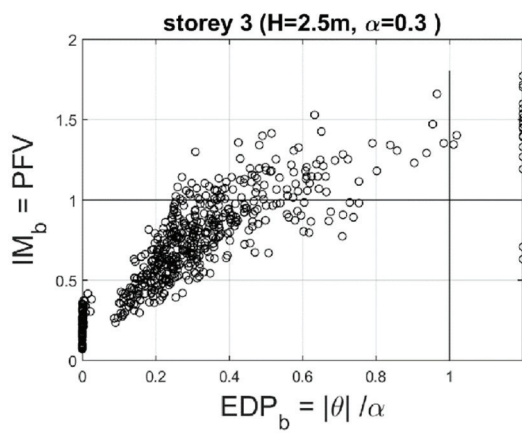
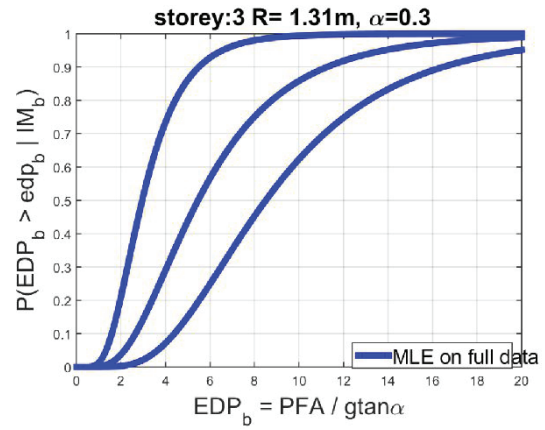
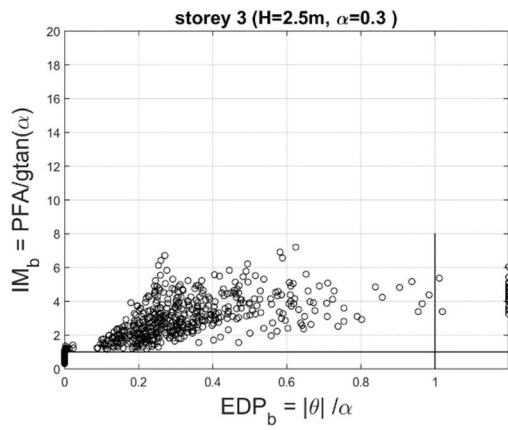
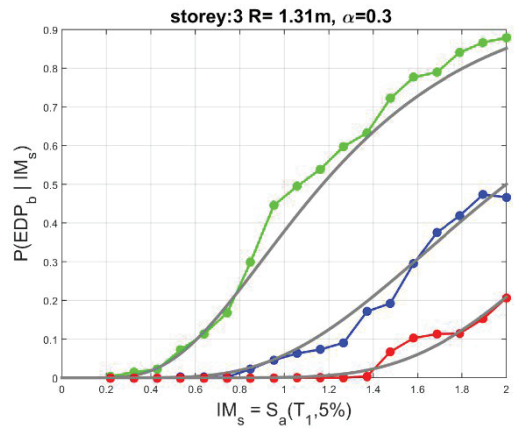
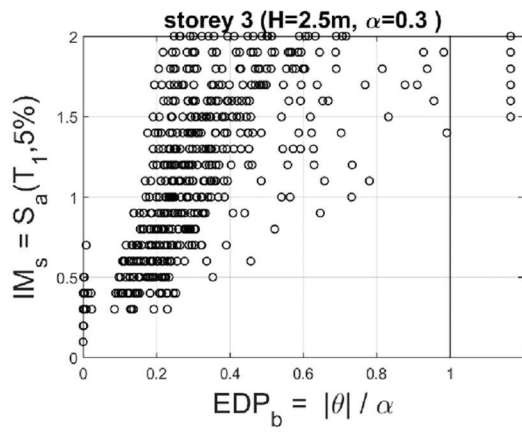
tana=0.3, H=2.5m, 1st storey



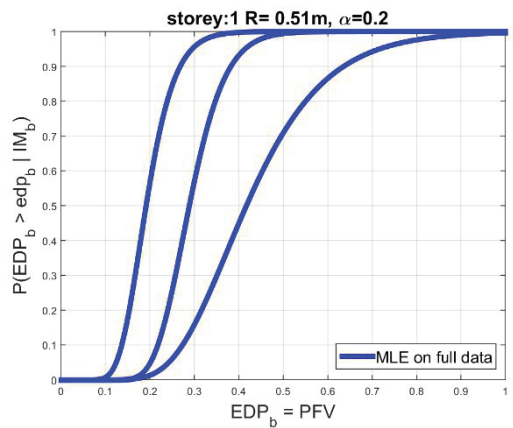
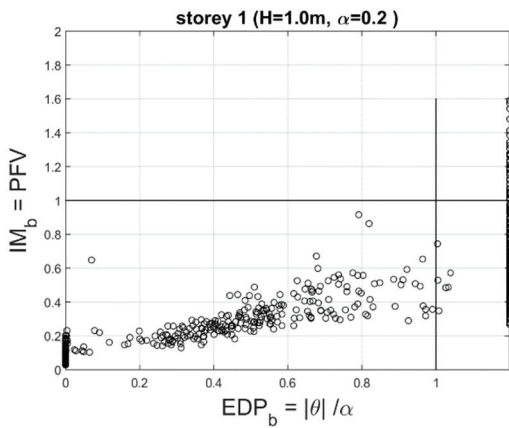
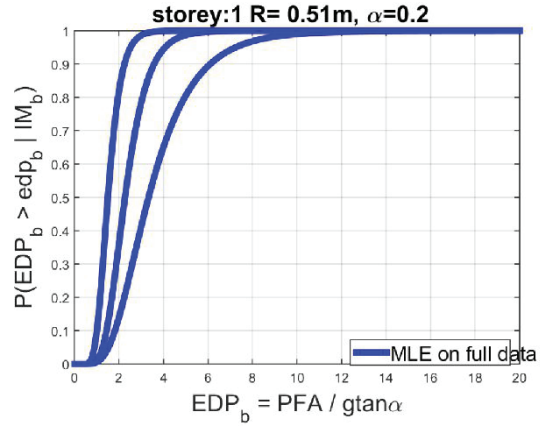
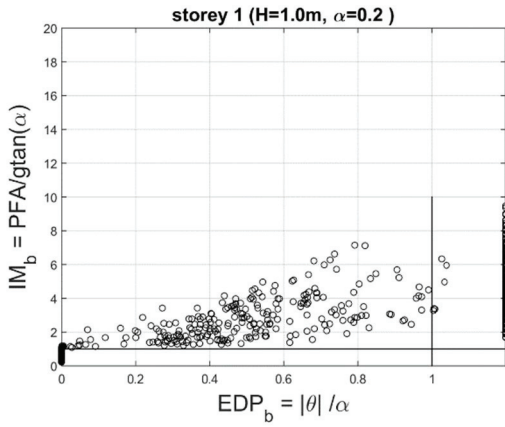
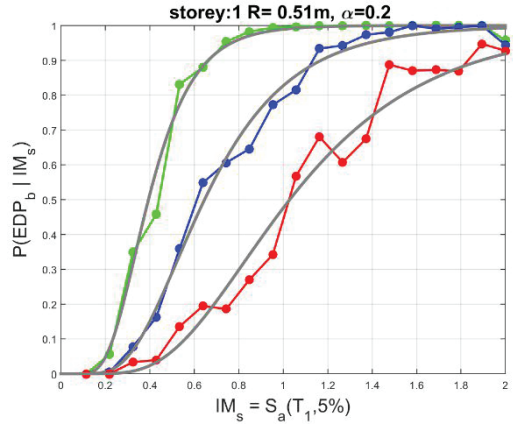
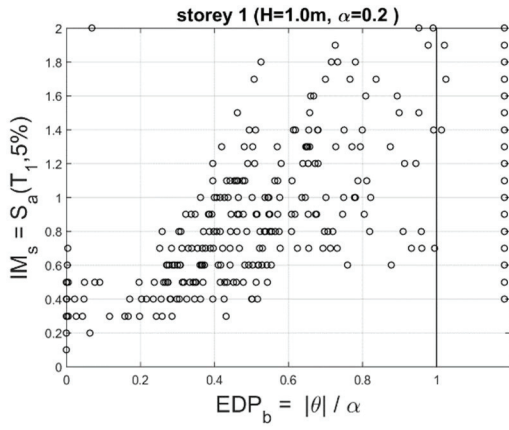
$\tan\alpha=0.3, H=2.5\text{m}, 2^{\text{nd}} \text{ storey}$



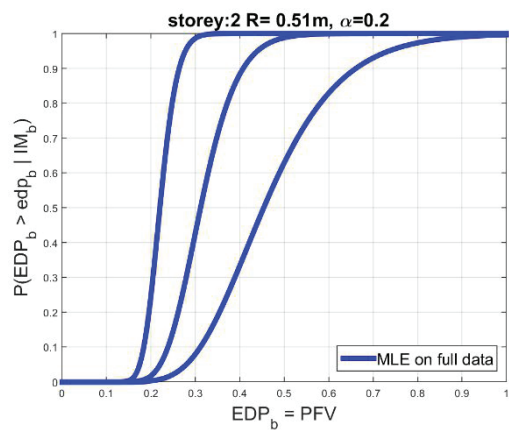
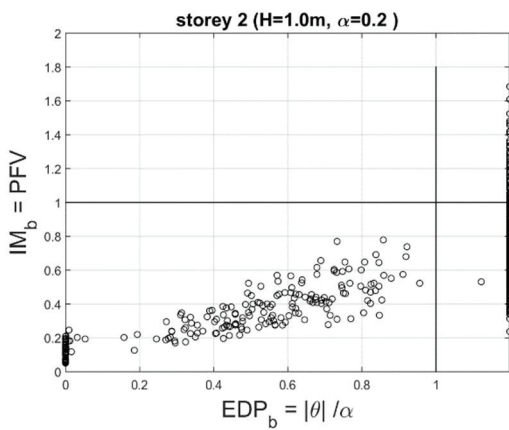
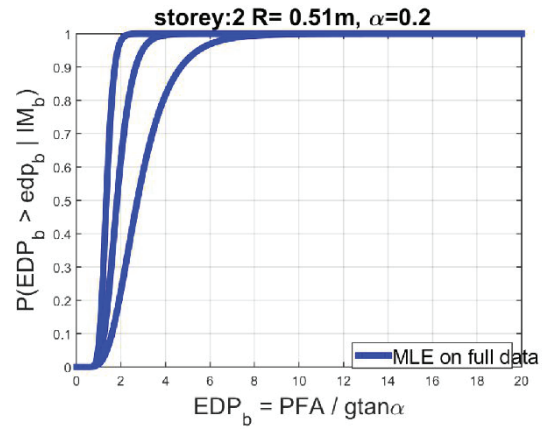
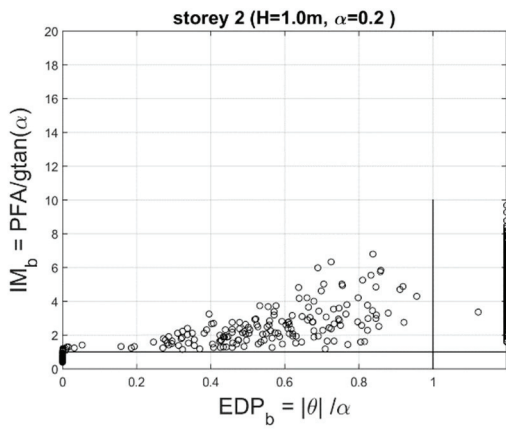
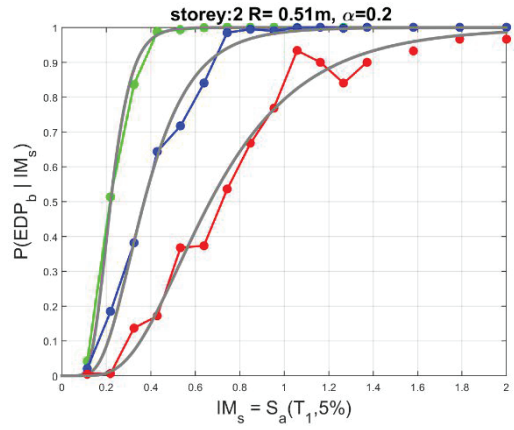
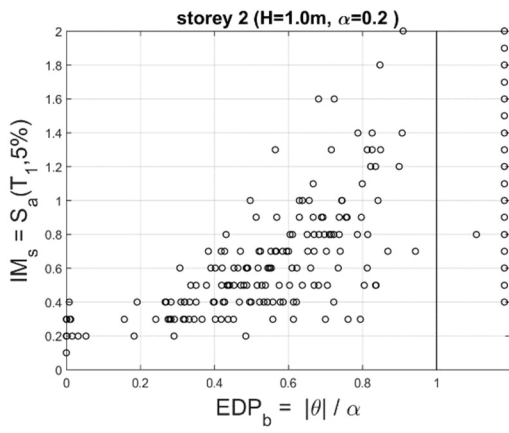
tana=0.3, H=2.5m, 3rd storey



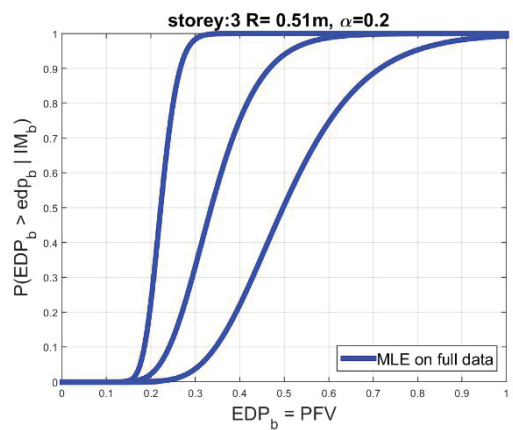
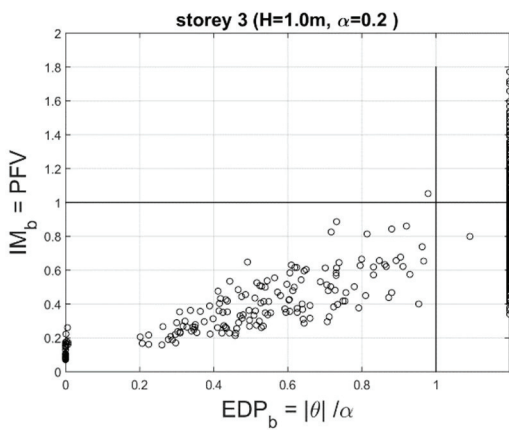
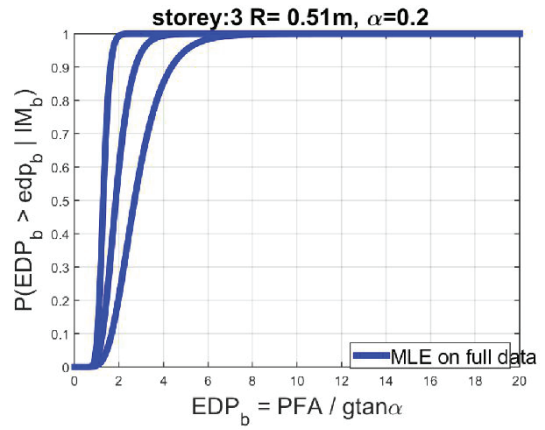
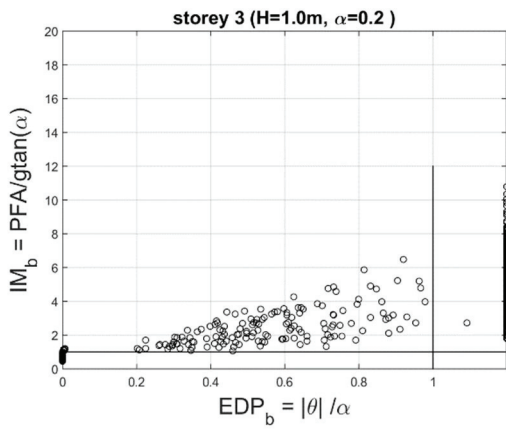
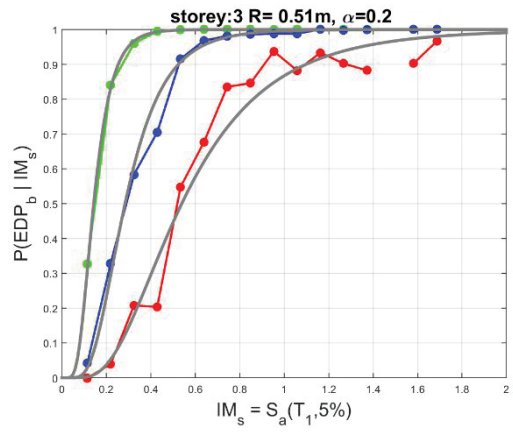
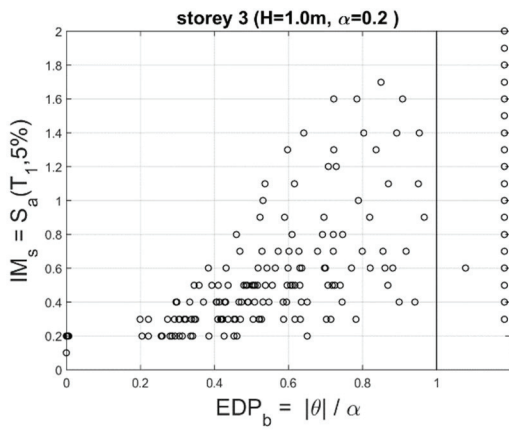
tana=0.2, H=1.0m, 1st storey



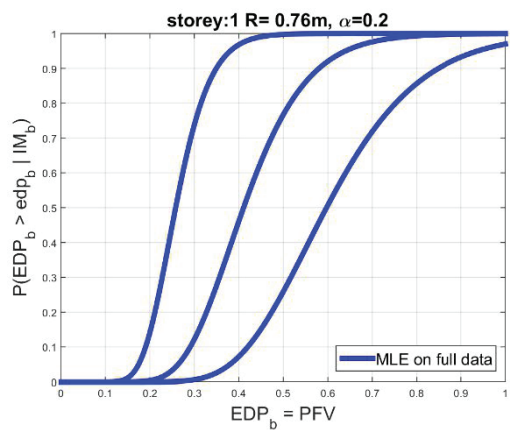
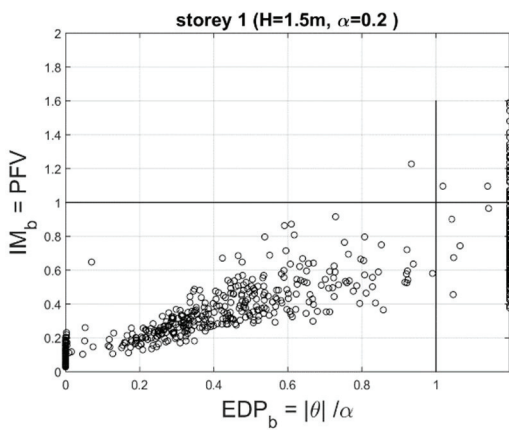
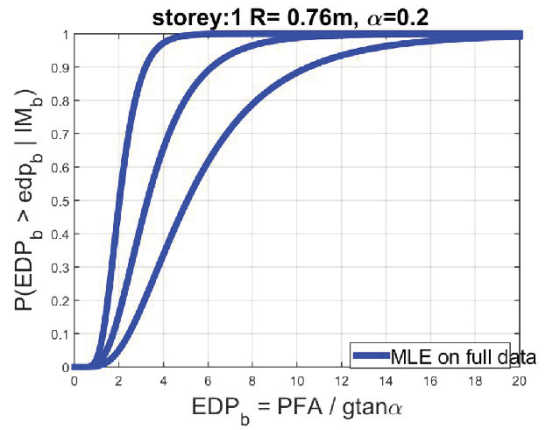
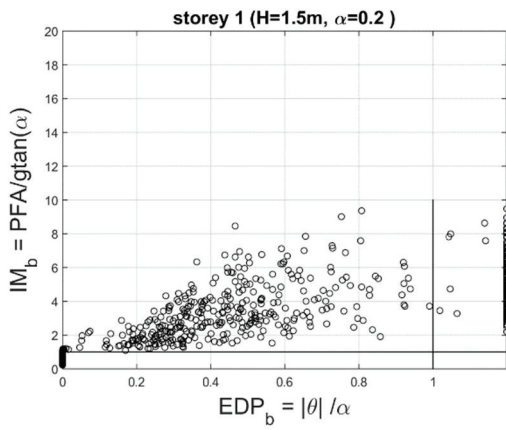
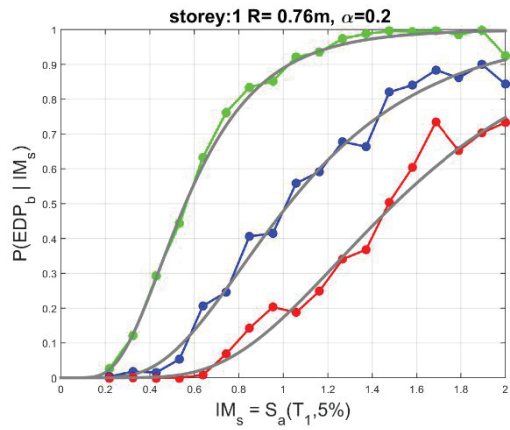
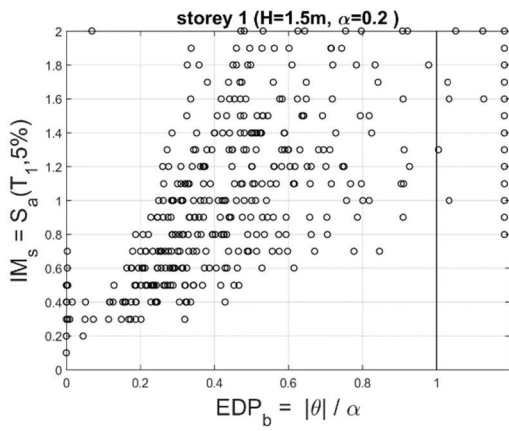
tana=0.2, H=1.0m, 2nd storey



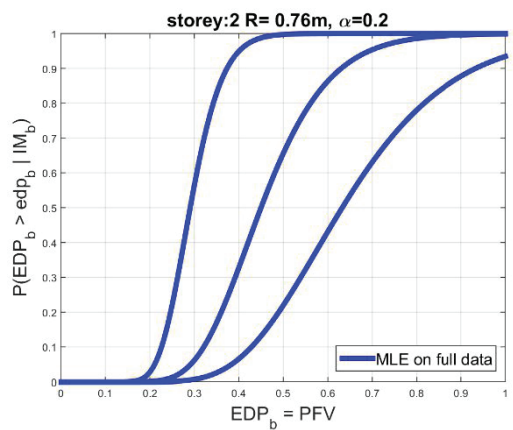
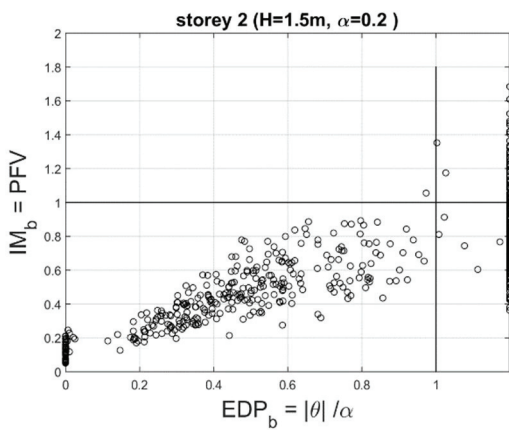
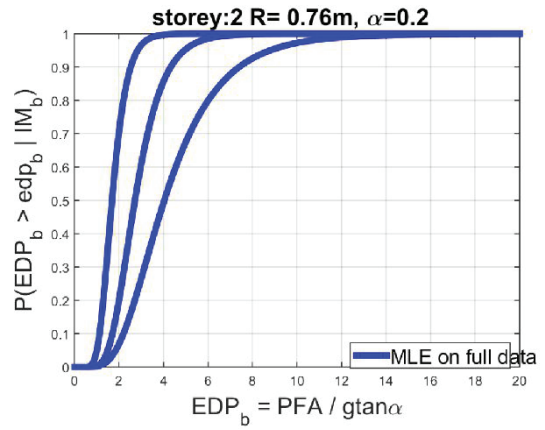
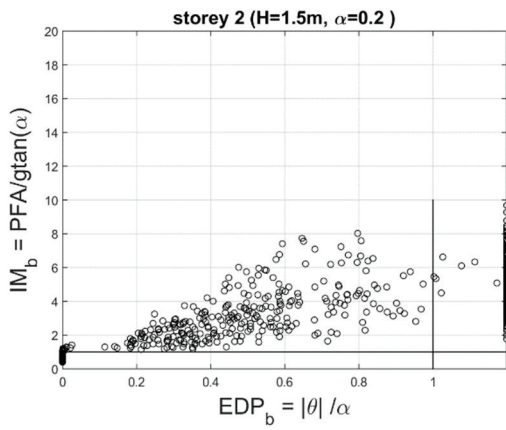
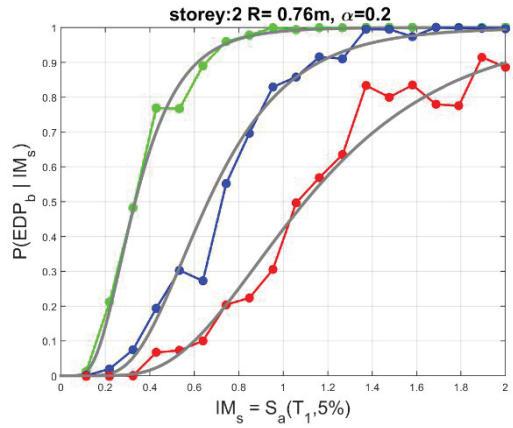
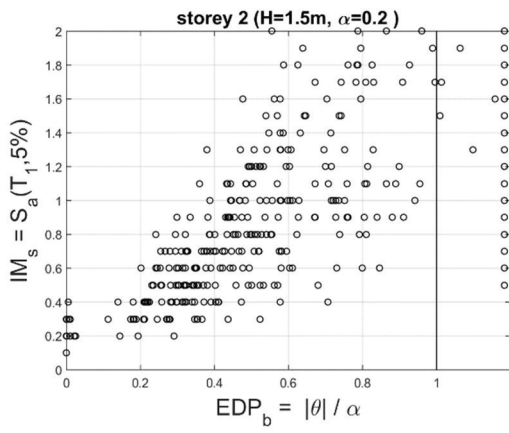
tana=0.2, H=1.0m, 3rd storey



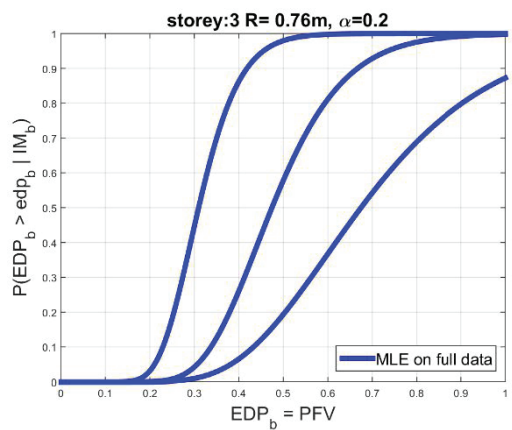
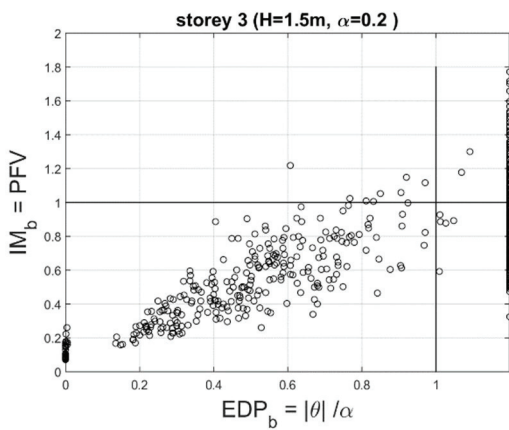
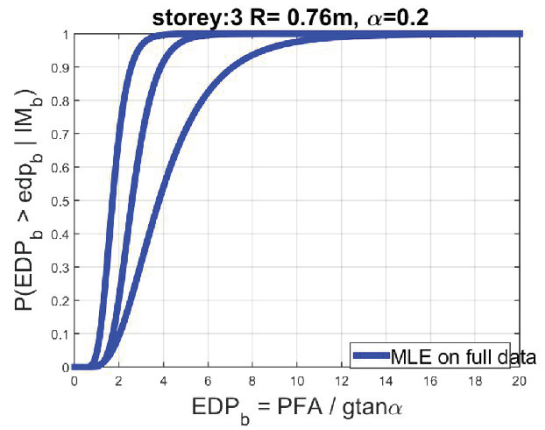
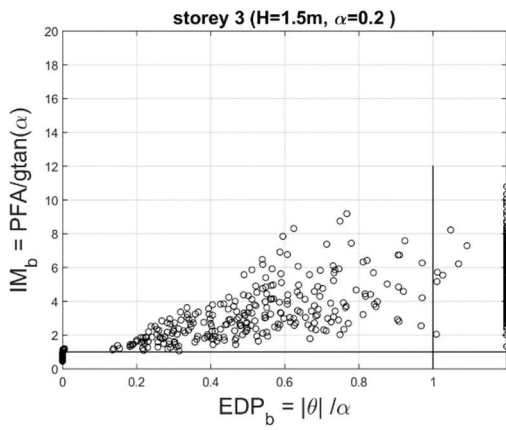
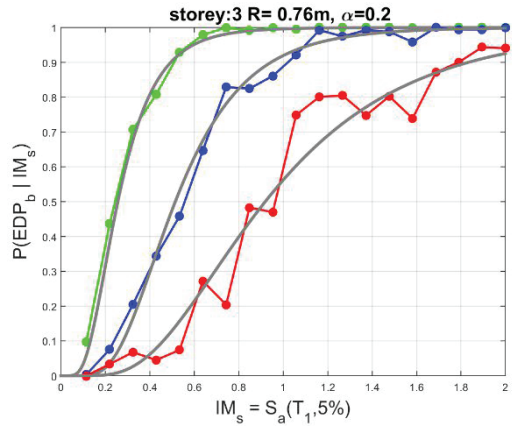
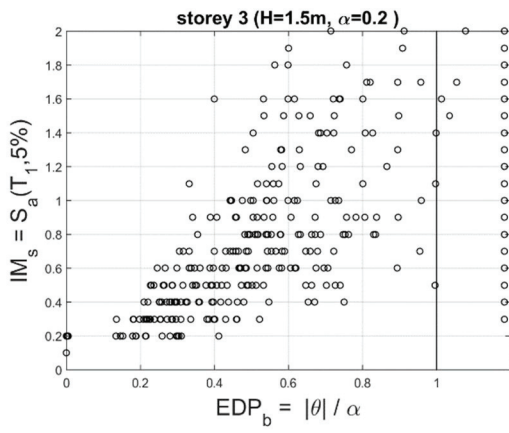
tana=0.2, H=1.5m, 1st storey



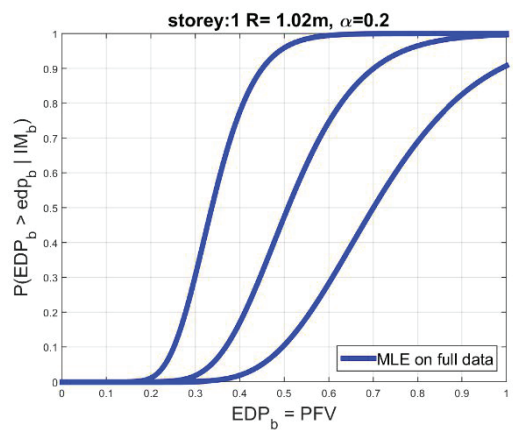
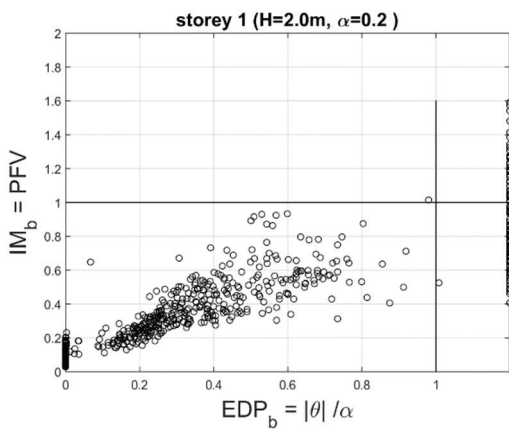
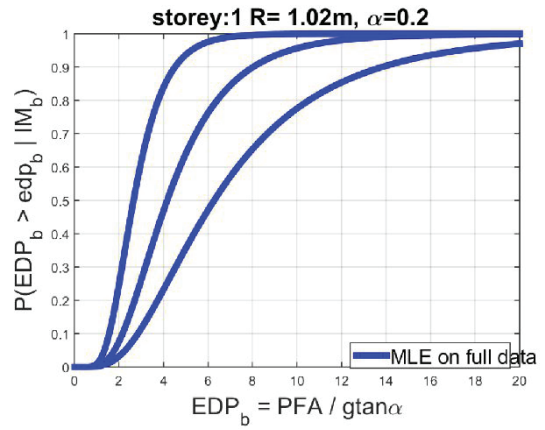
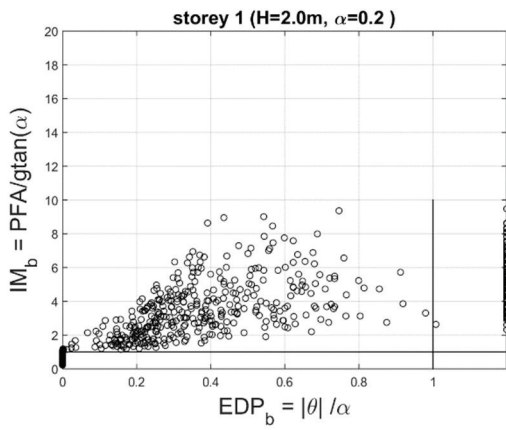
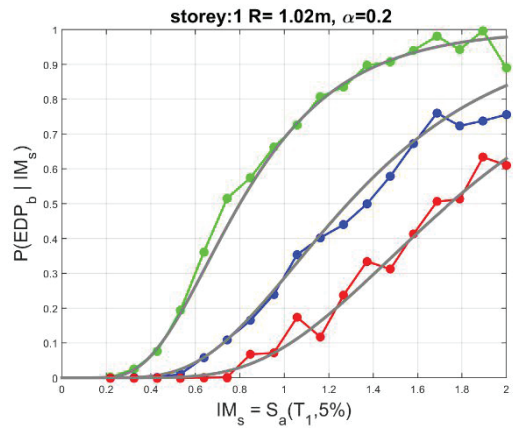
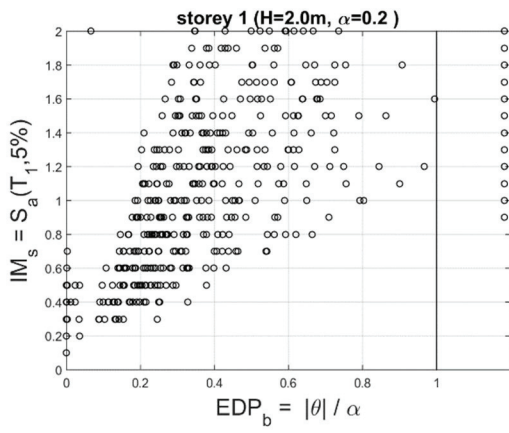
tana=0.2, H=1.5m, 2nd storey



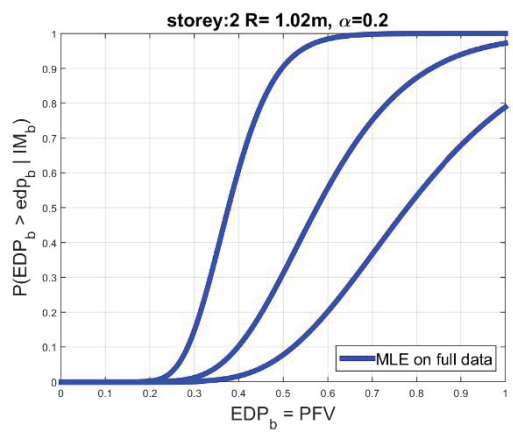
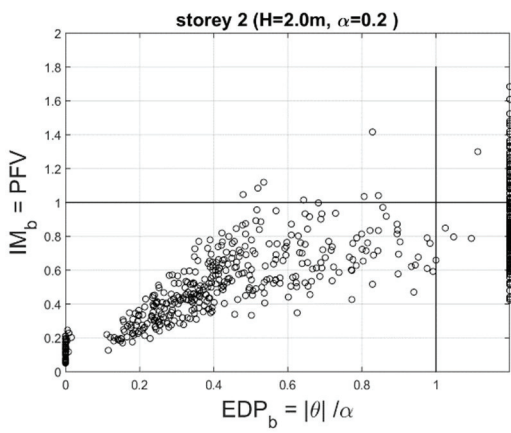
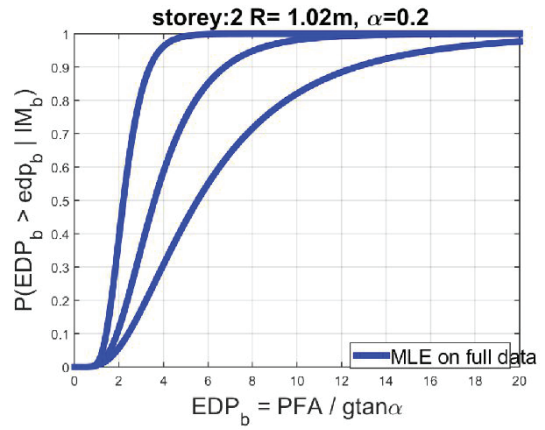
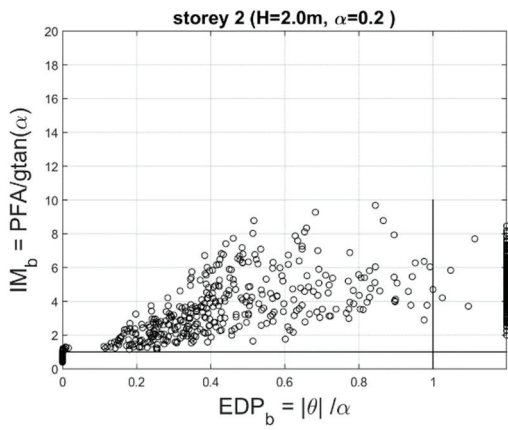
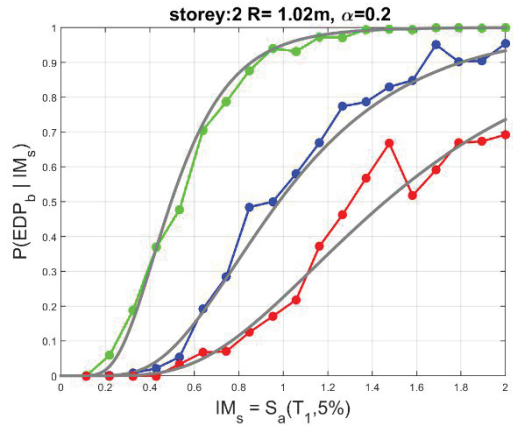
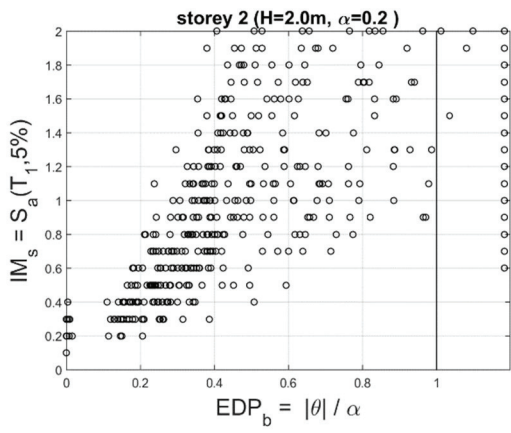
tana=0.2, H=1.5m, 3rd storey



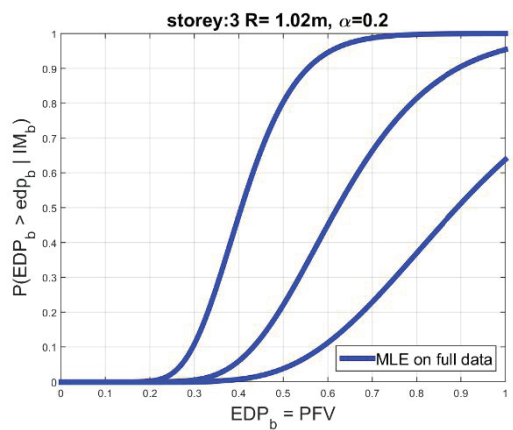
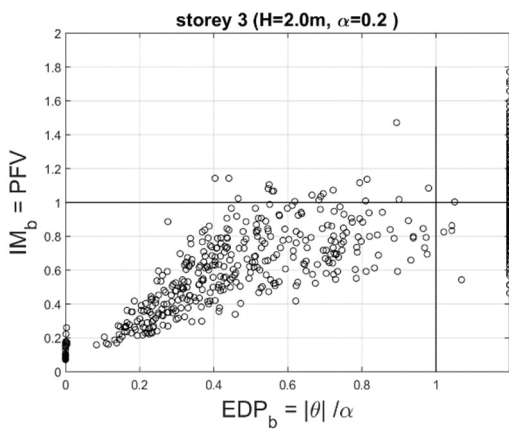
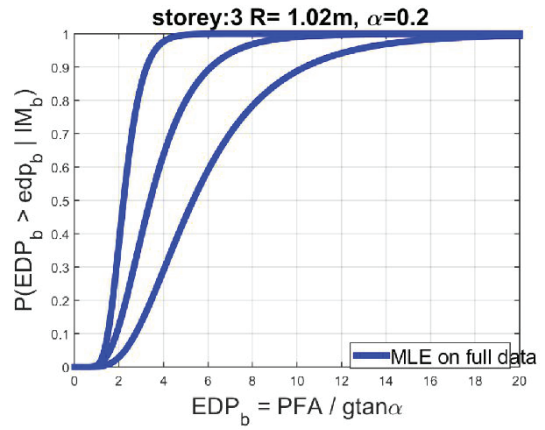
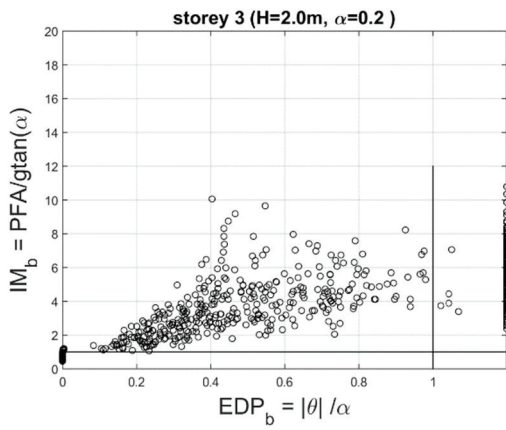
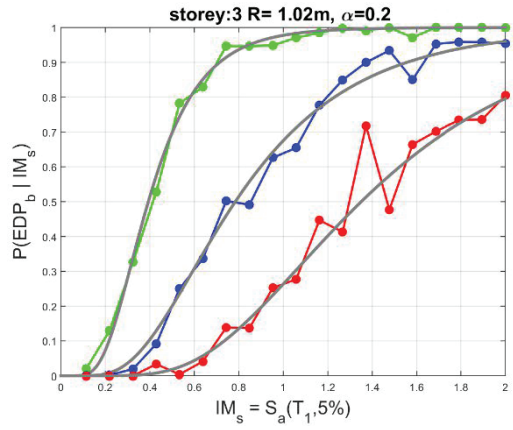
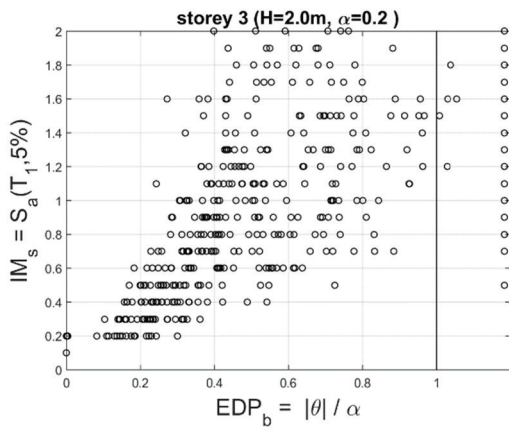
tana=0.2, H=2.0m, 1st storey



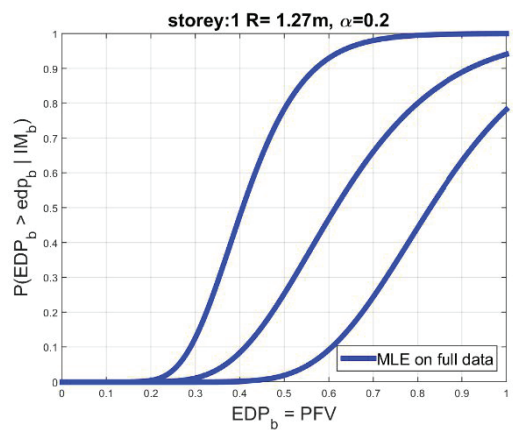
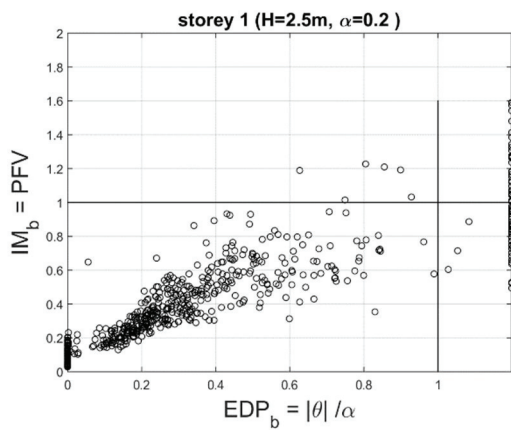
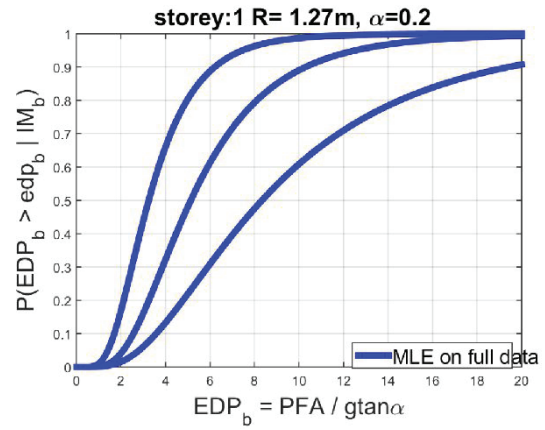
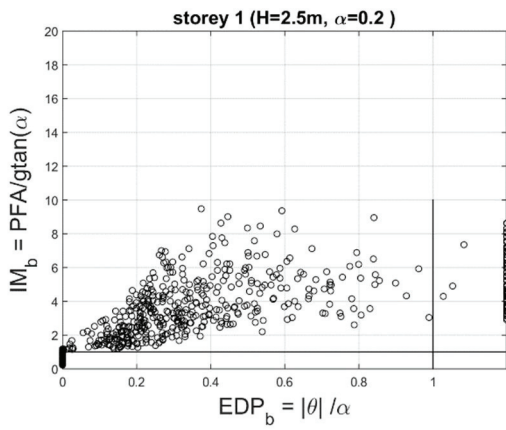
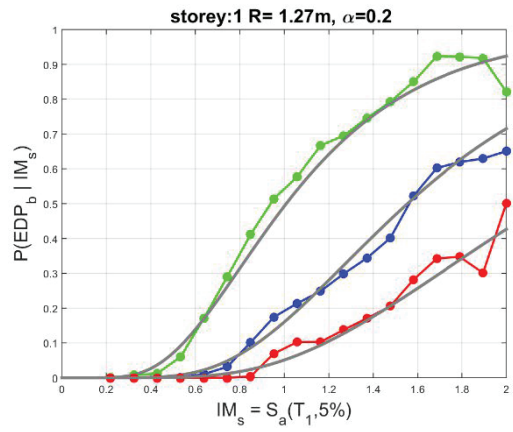
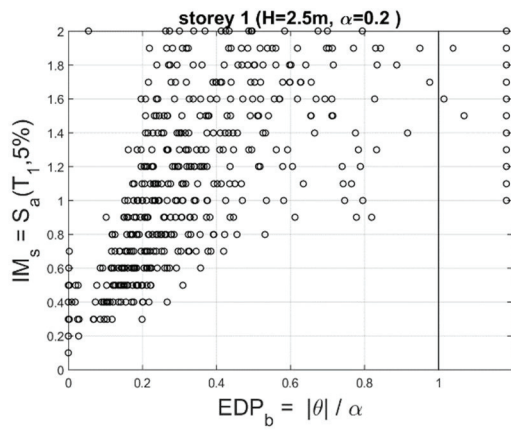
tana=0.2, H=2.0m, 2nd storey



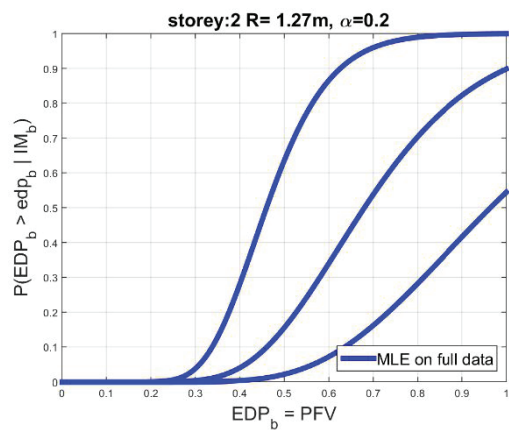
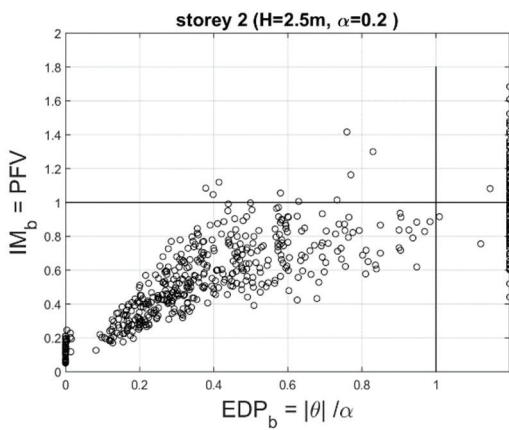
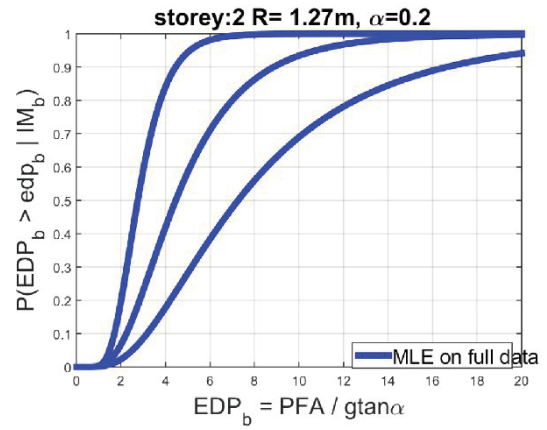
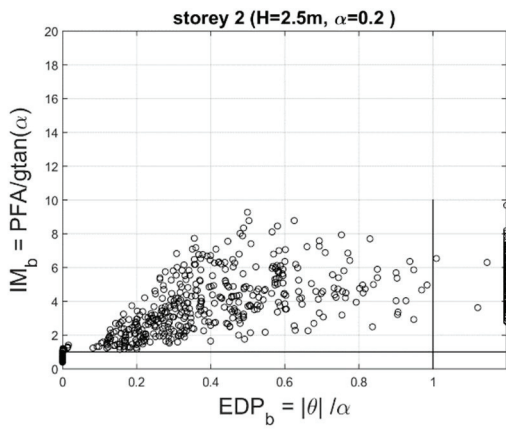
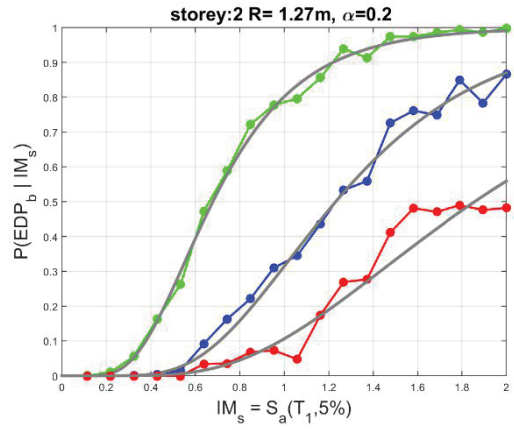
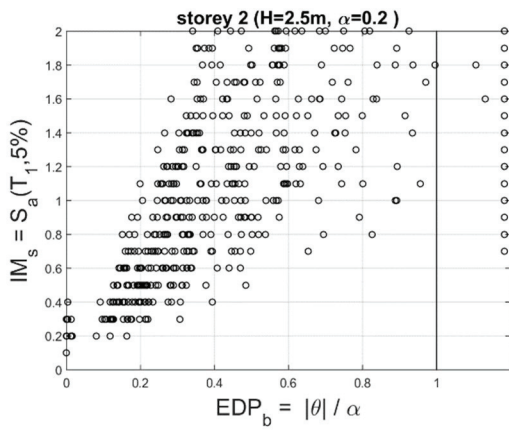
tana=0.2, H=2.0m, 3rd storey



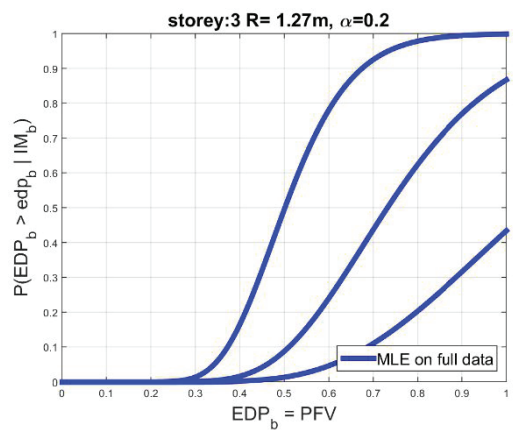
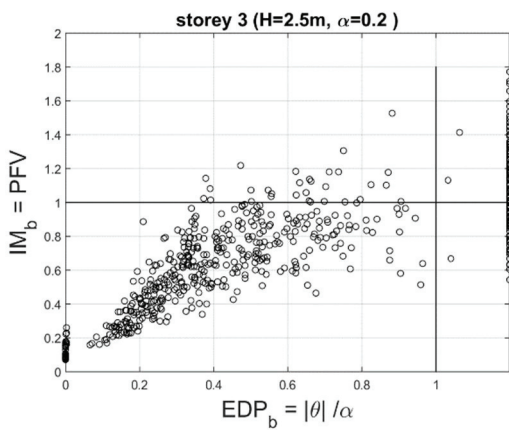
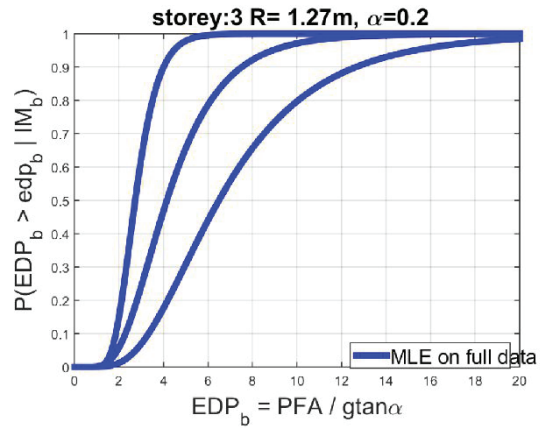
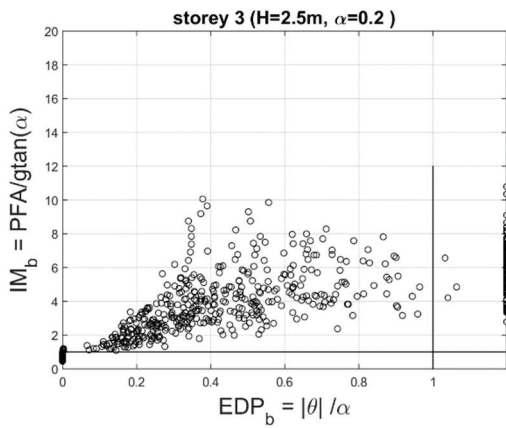
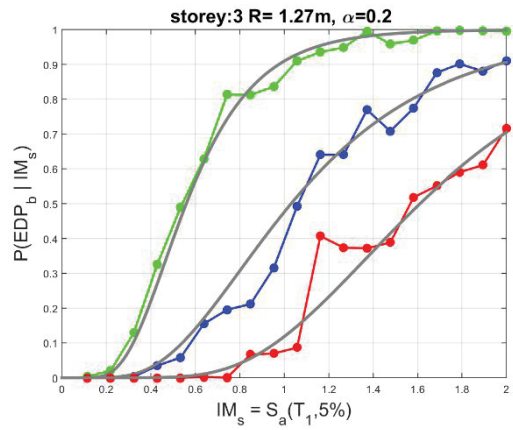
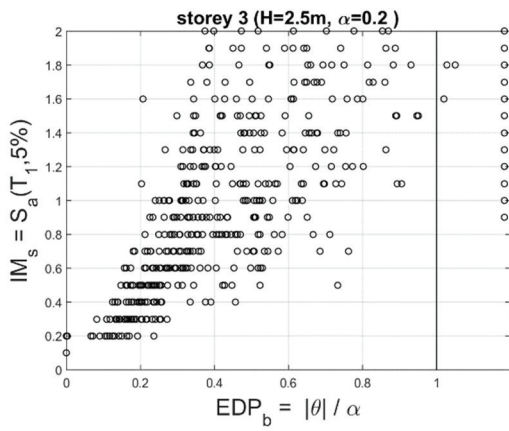
tana=0.2, H=2.5m, 1st storey



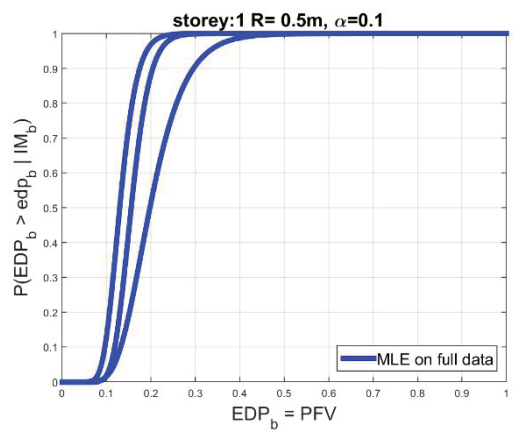
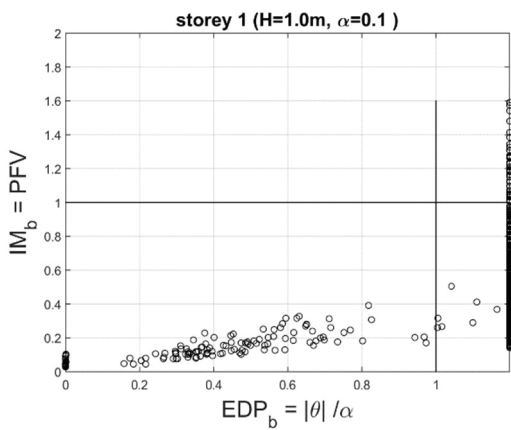
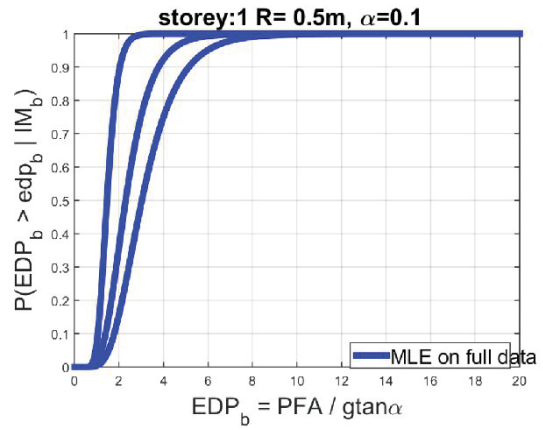
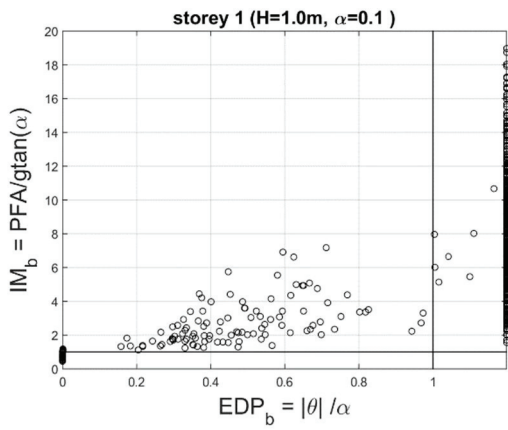
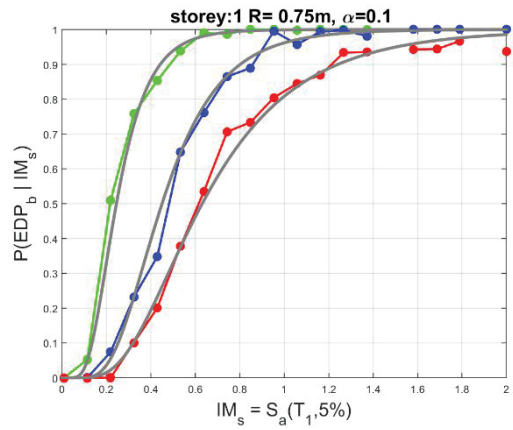
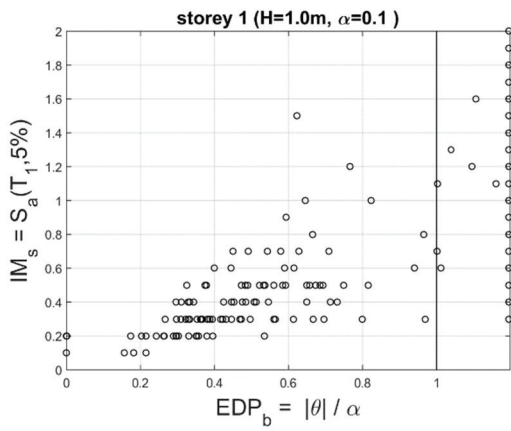
tana=0.2, H=2.5m, 2nd storey



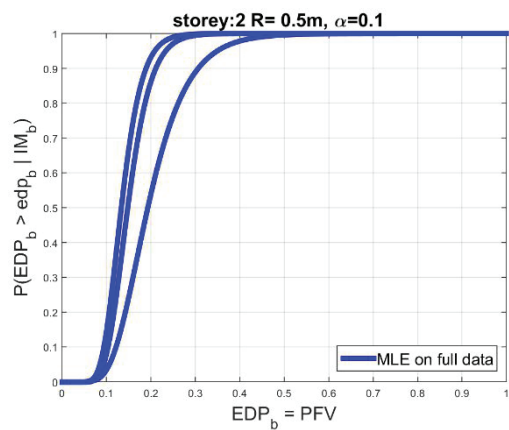
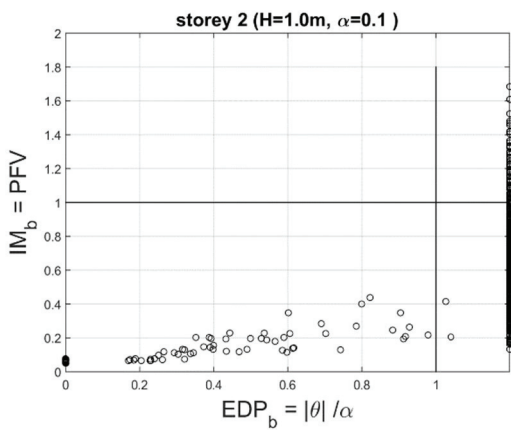
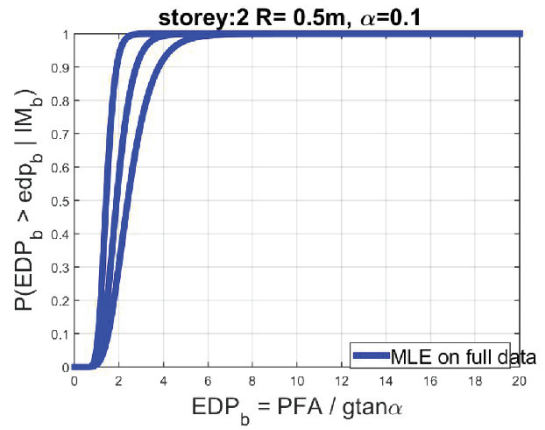
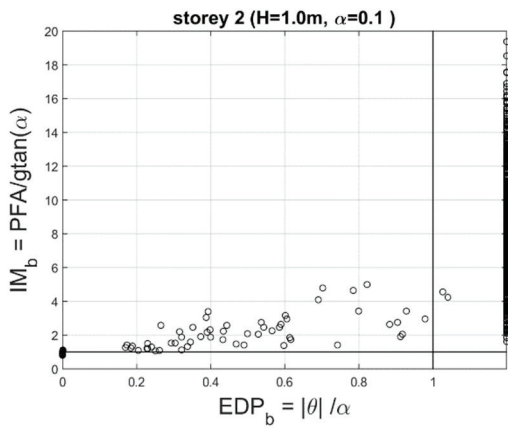
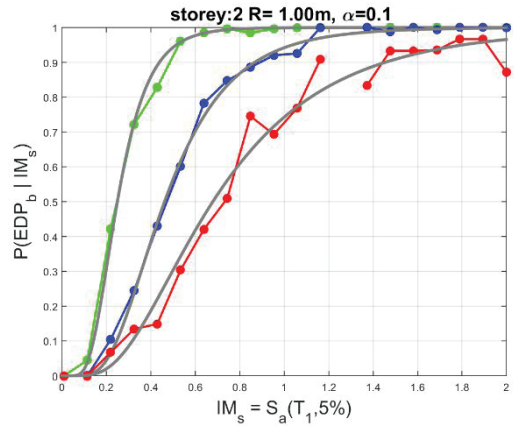
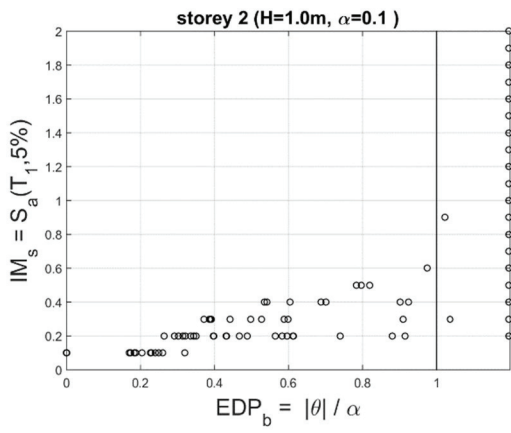
tana=0.2, H=2.5m, 3rd storey



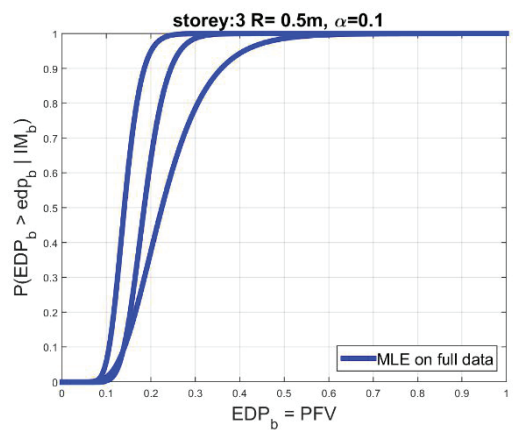
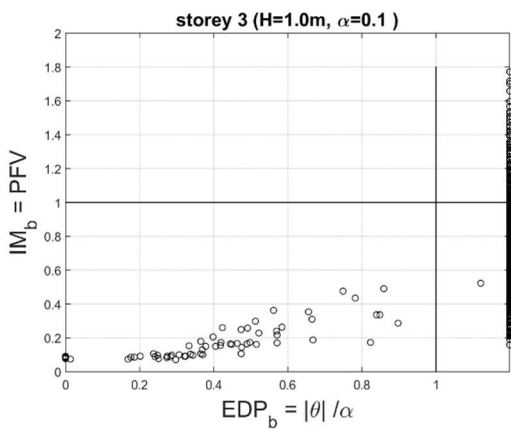
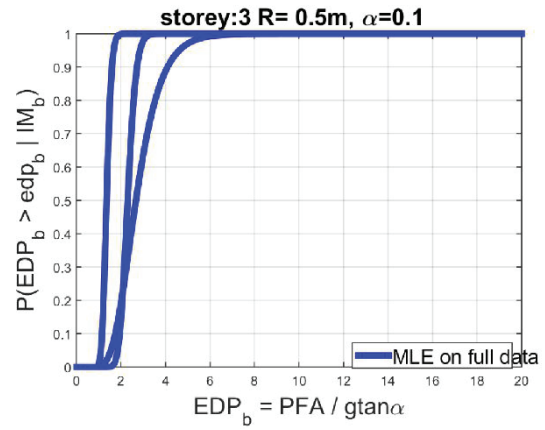
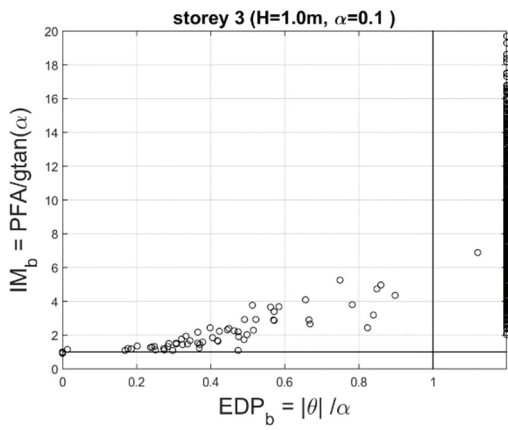
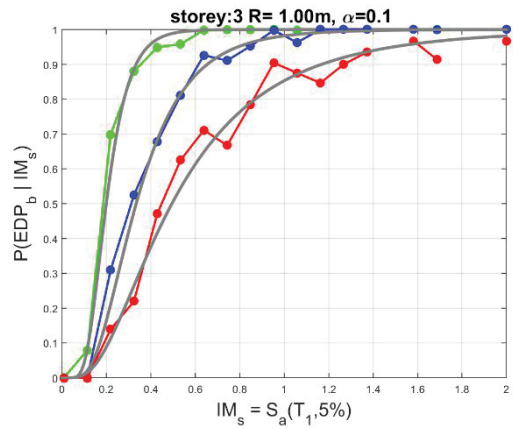
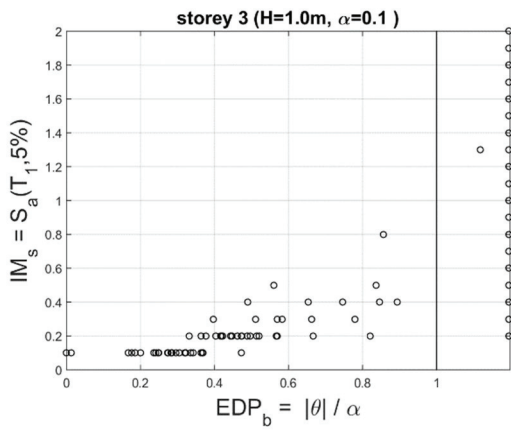
tana=0.1, H=1.0m, 1st storey



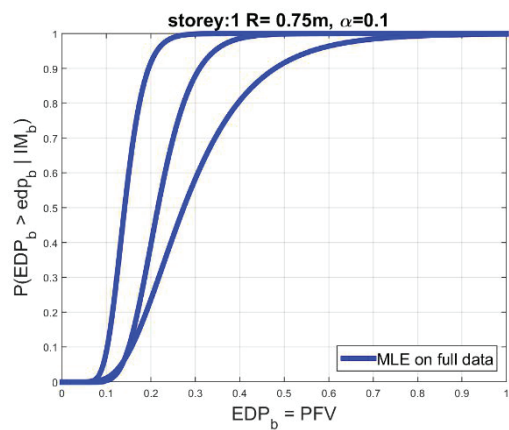
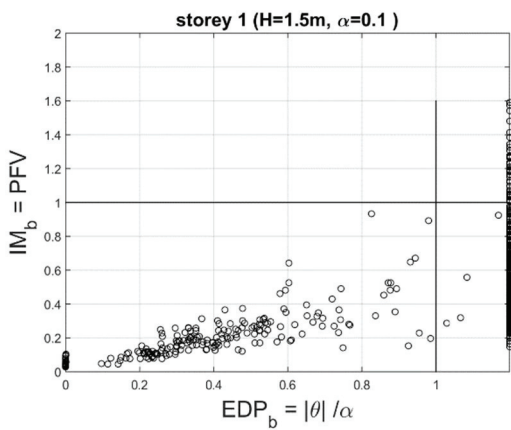
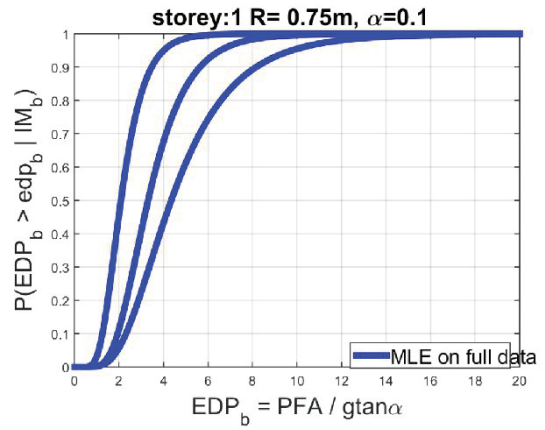
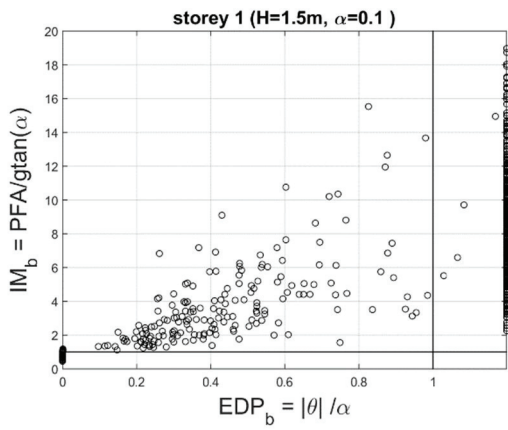
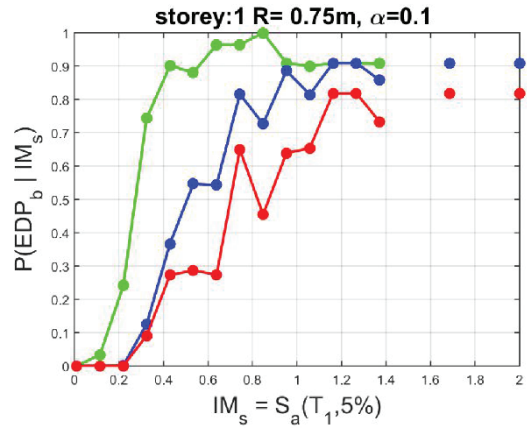
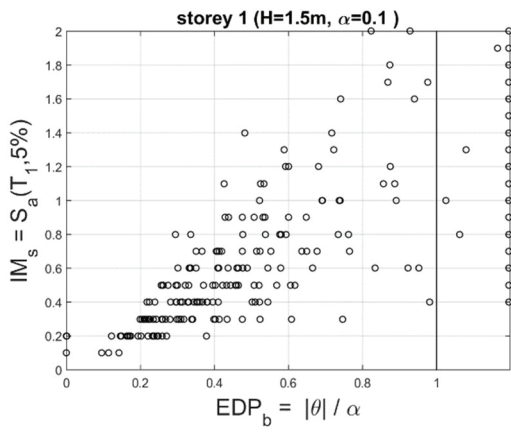
tana=0.1, H=1.0m, 2nd storey



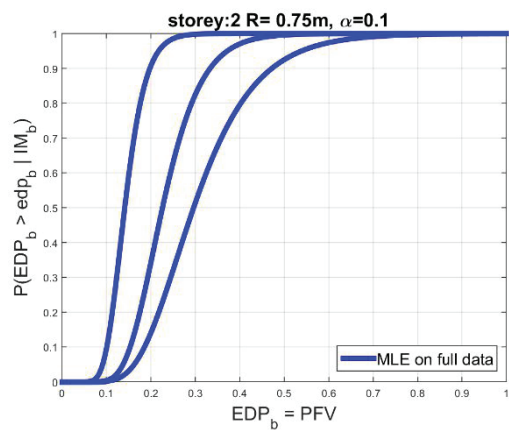
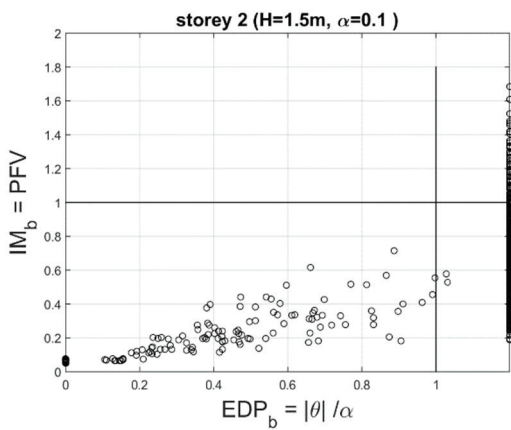
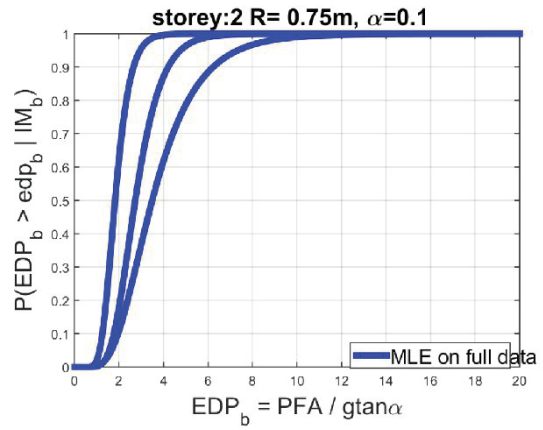
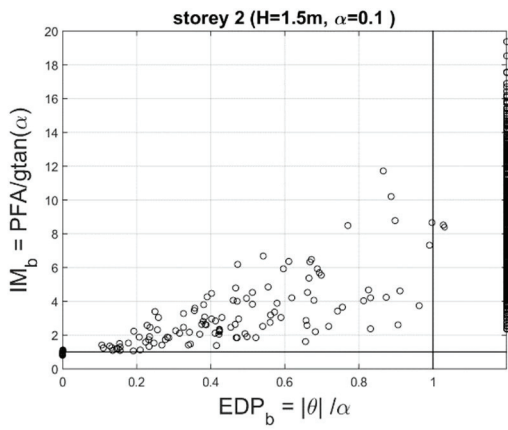
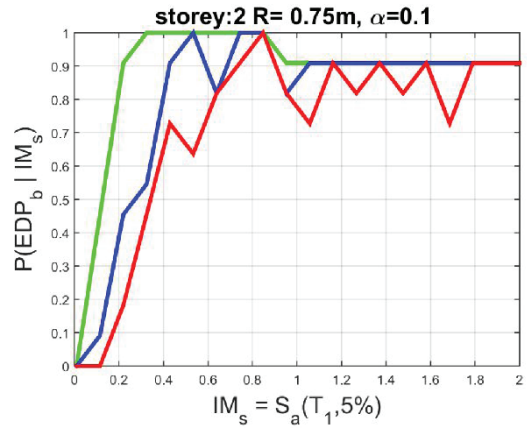
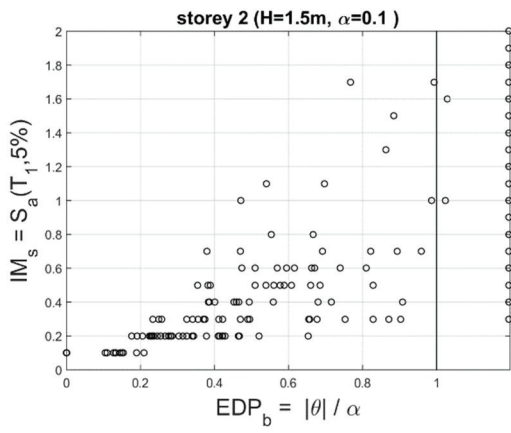
tana=0.1, H=1.0m, 3rd storey



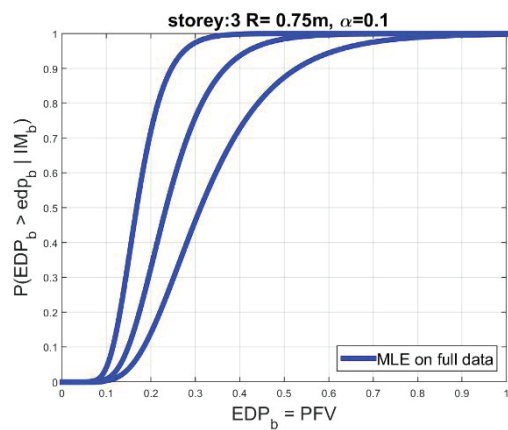
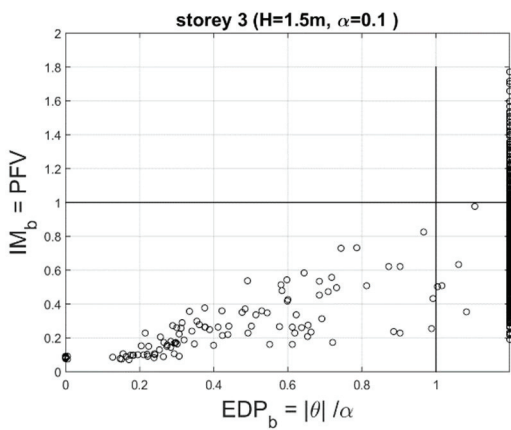
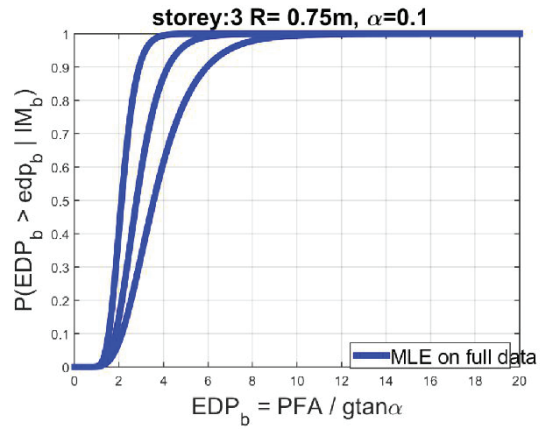
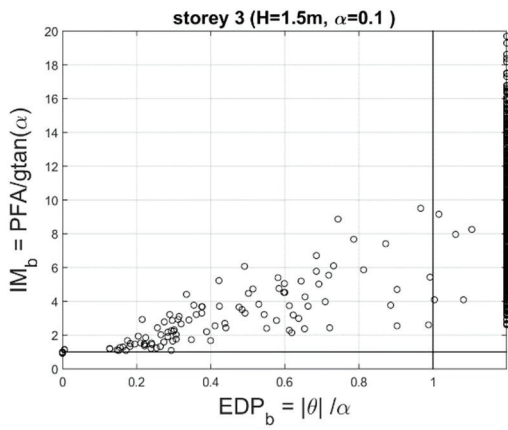
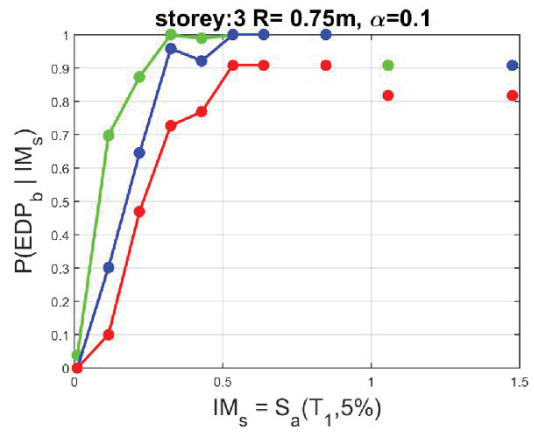
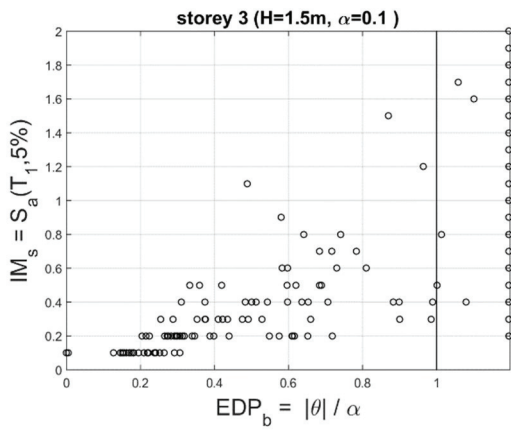
tana=0.1, H=1.5m, 1st storey



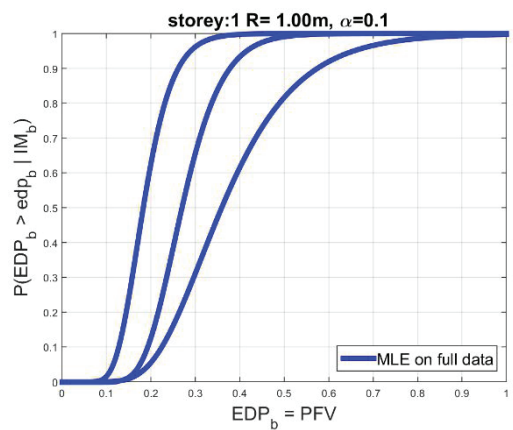
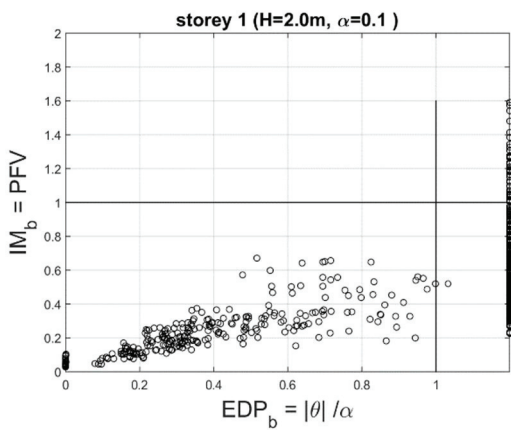
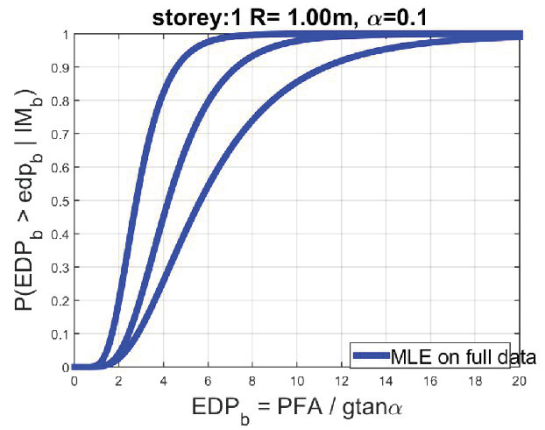
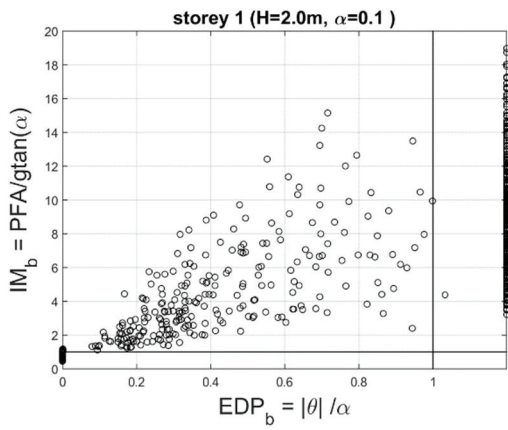
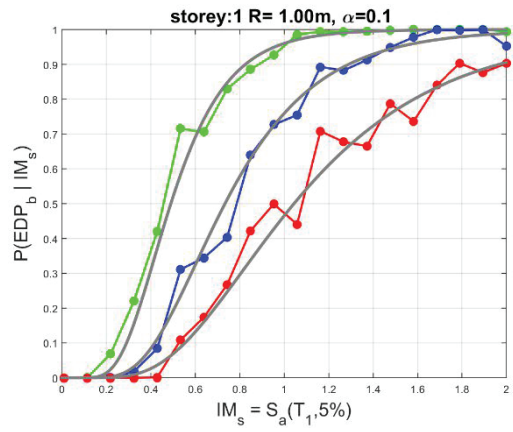
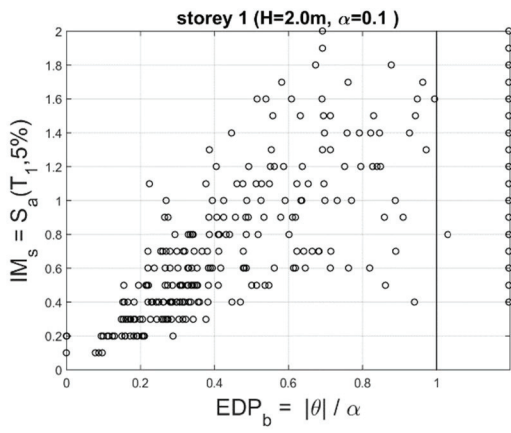
tana=0.1, H=1.5m, 2nd storey



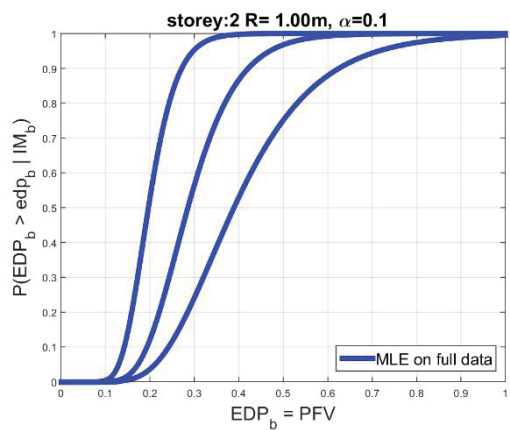
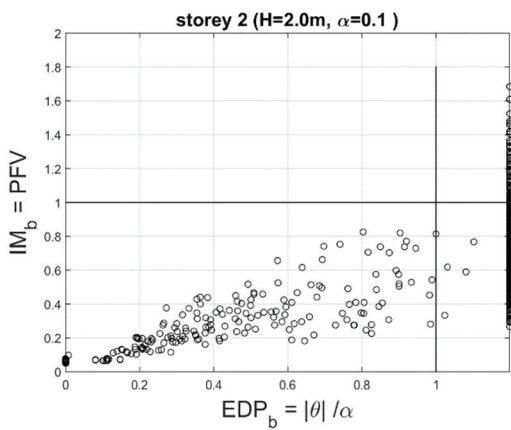
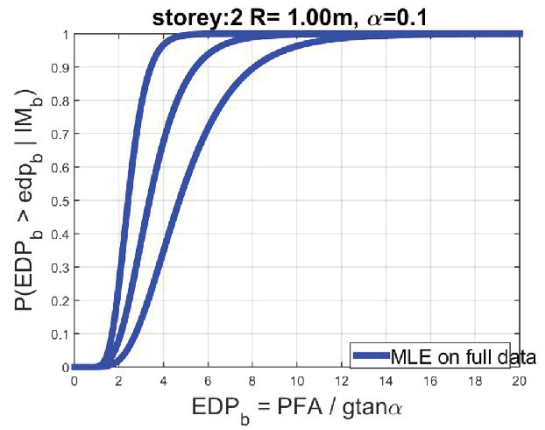
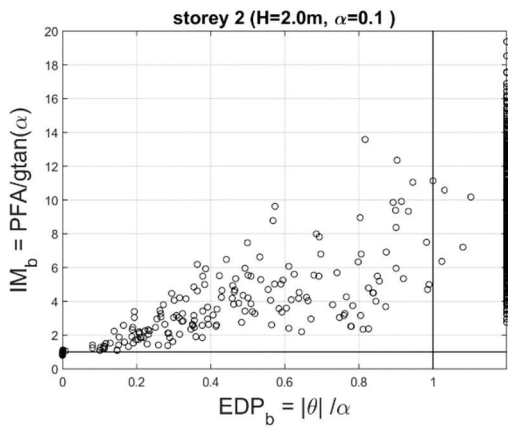
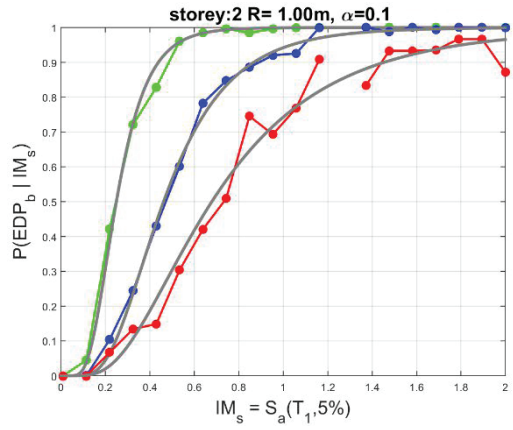
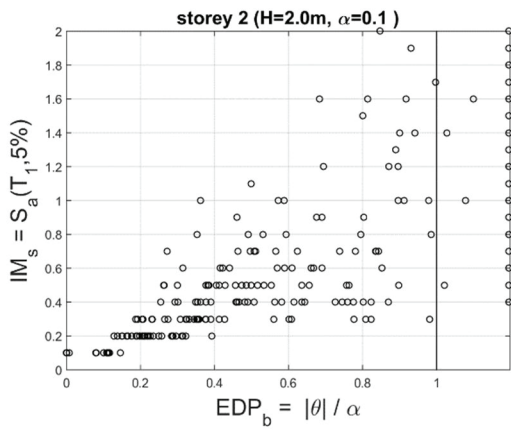
tana=0.1, H=1.5m, 3rd storey



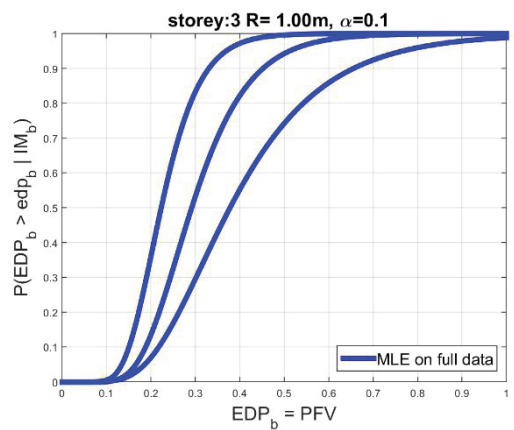
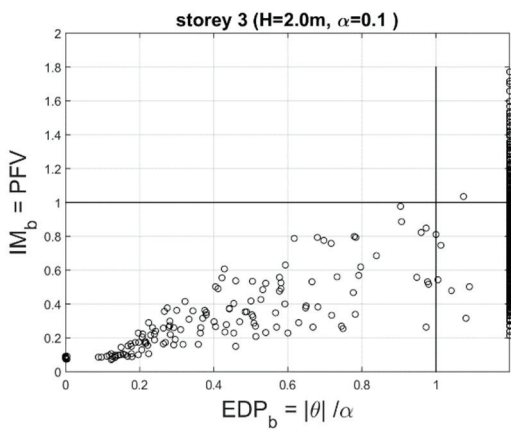
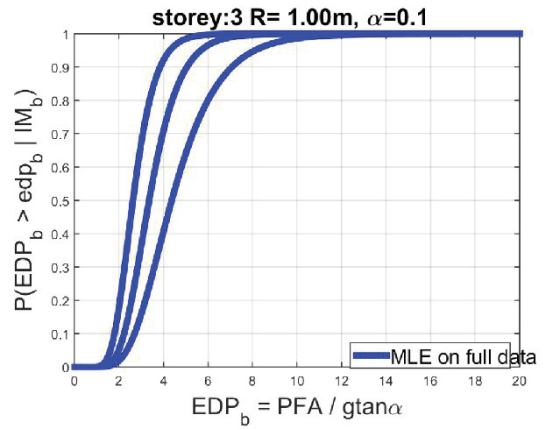
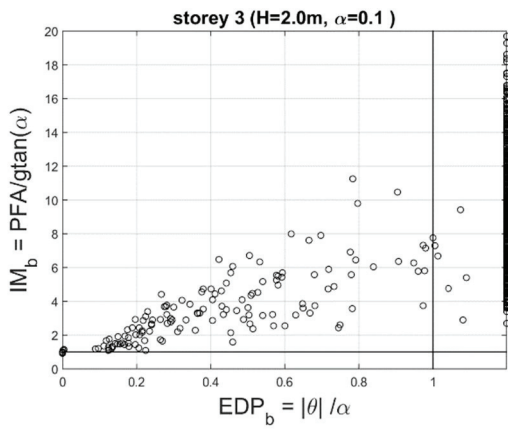
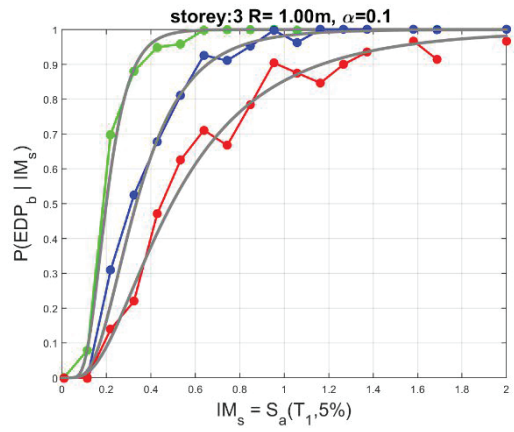
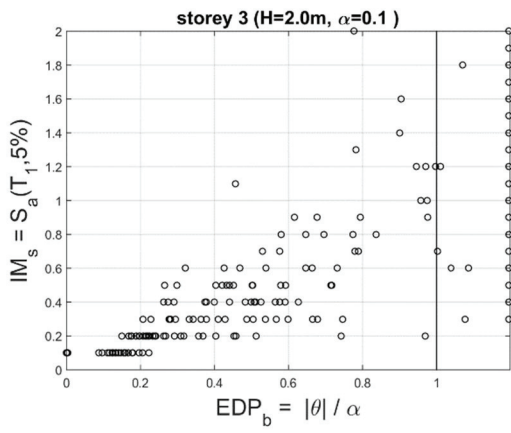
tana=0.1, H=2.0m, 1st storey



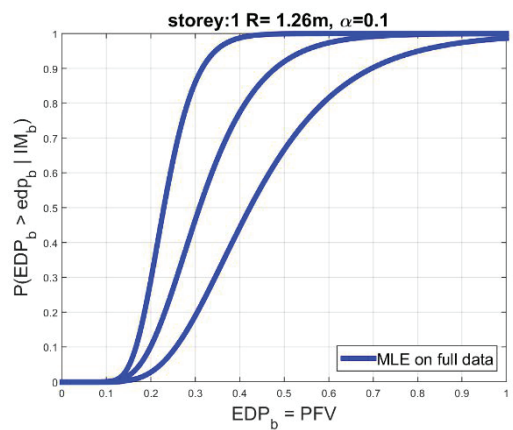
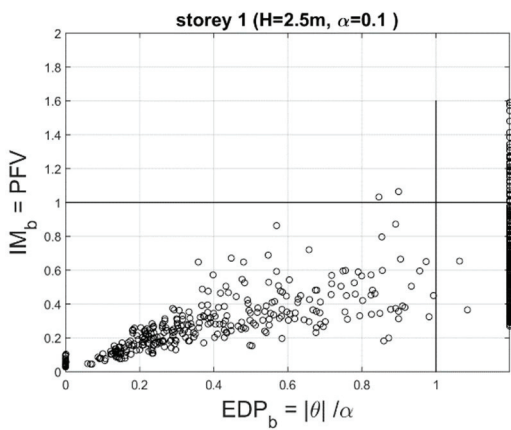
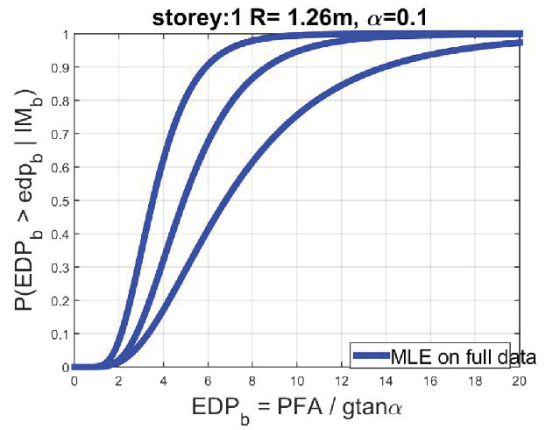
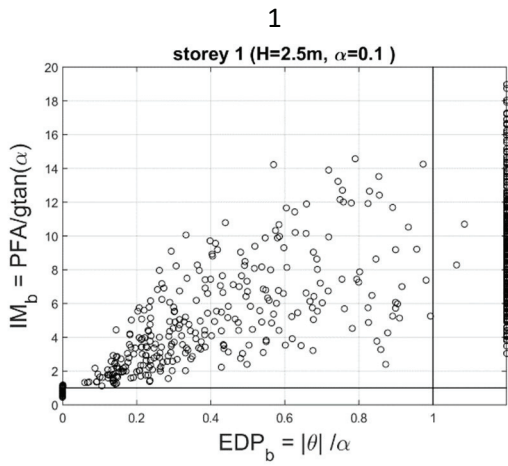
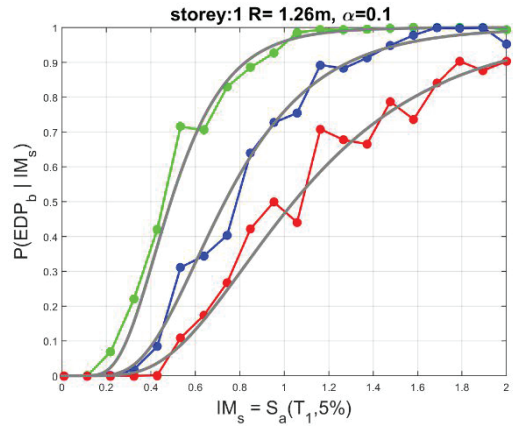
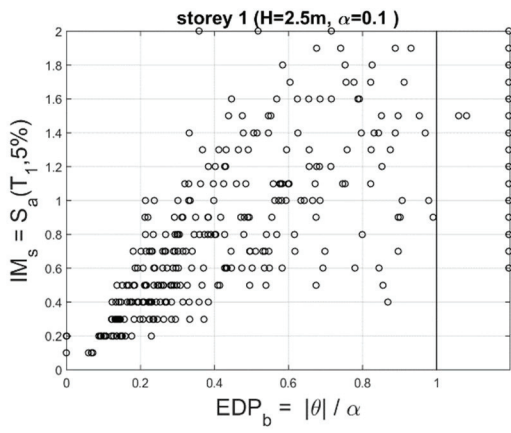
tana=0.1, H=2.0m, 2nd storey



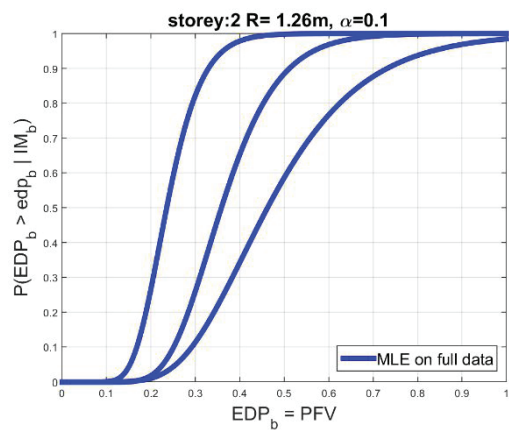
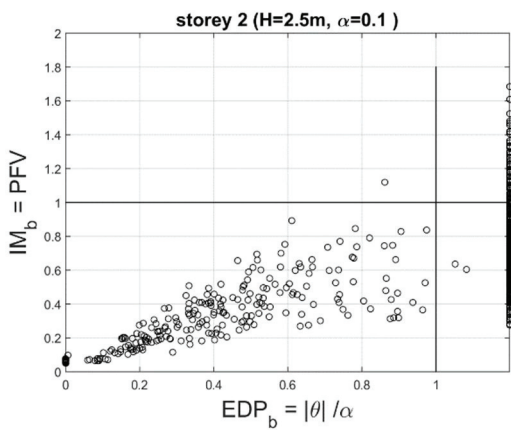
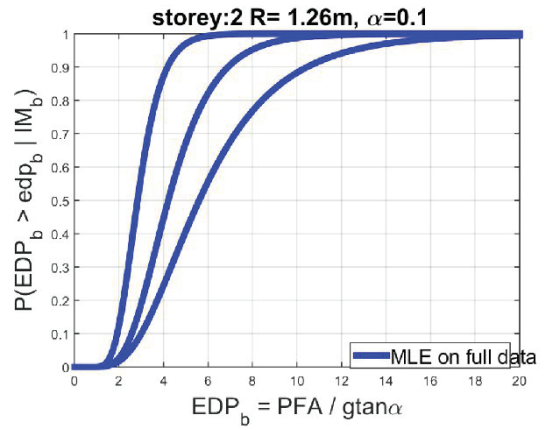
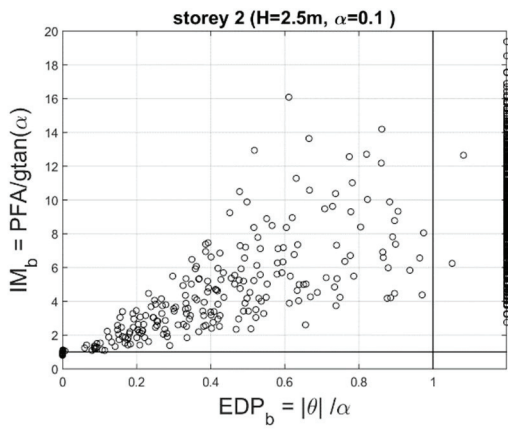
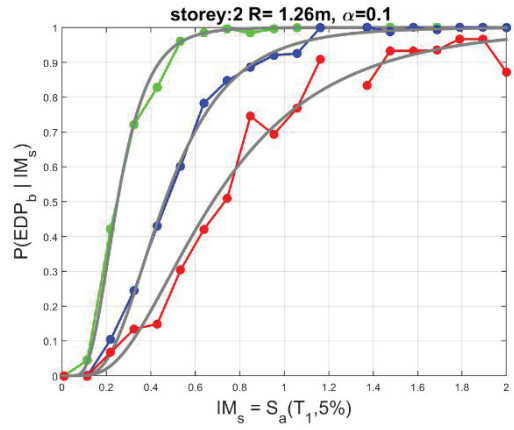
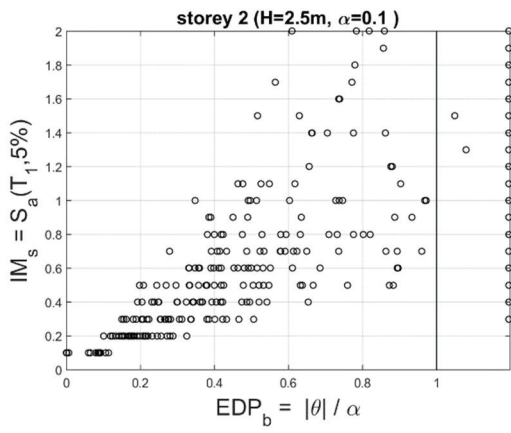
tana=0.1, H=2.0m, 3rd storey



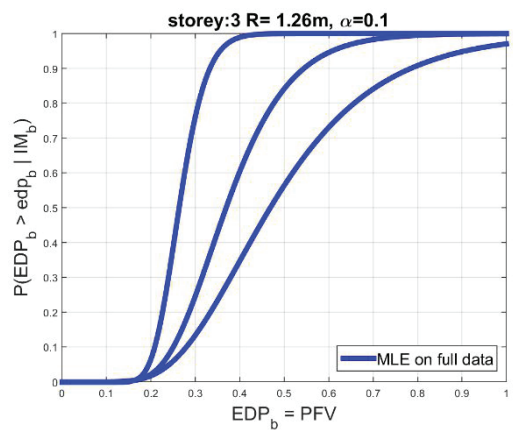
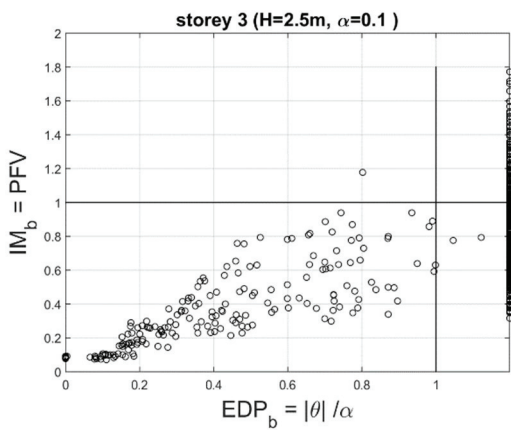
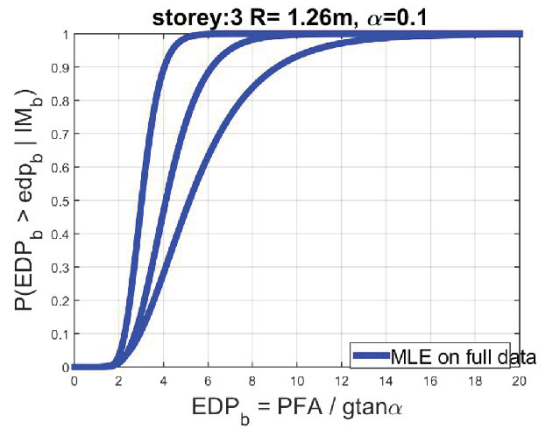
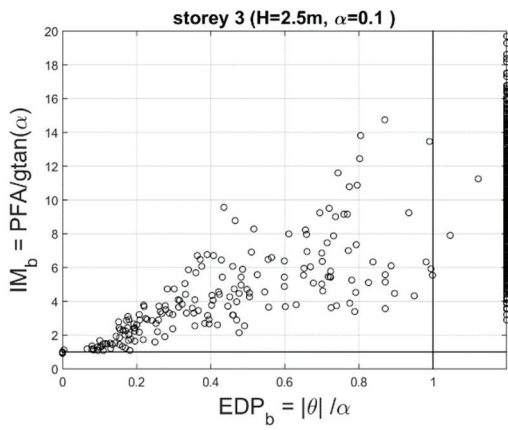
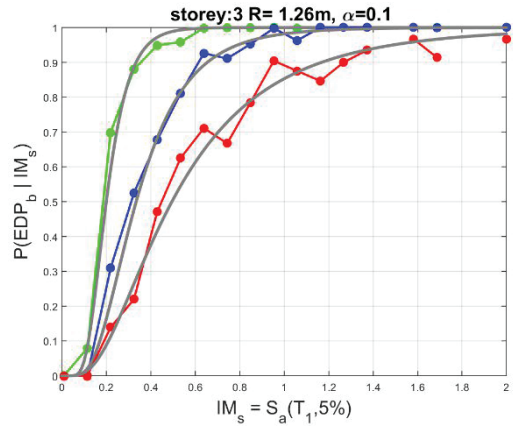
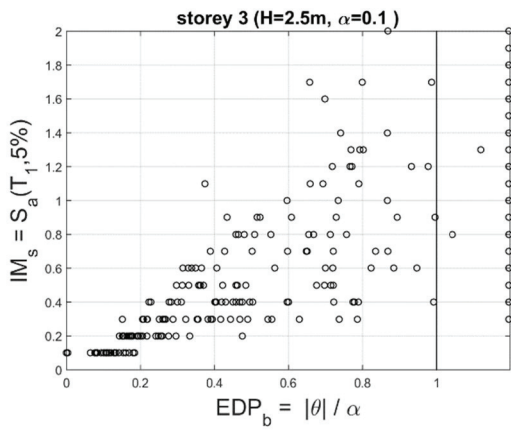
tana=0.1, H=2.5m, 1st storey



tana=0.1, H=2.5m, 2nd storey



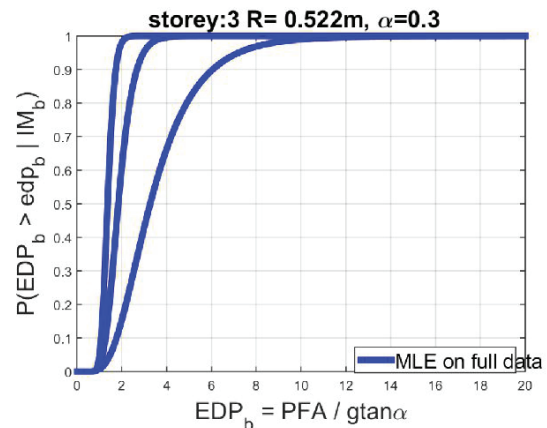
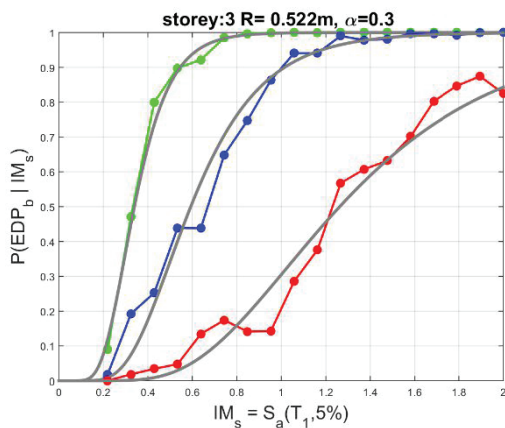
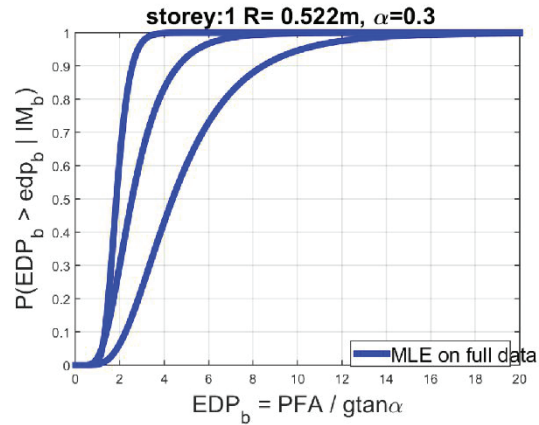
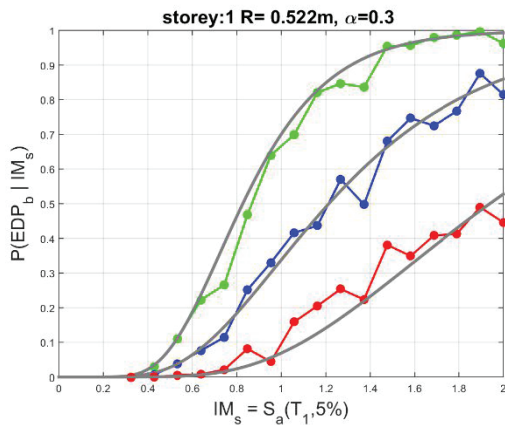
tana=0.1, H=2.5m, 3rd storey



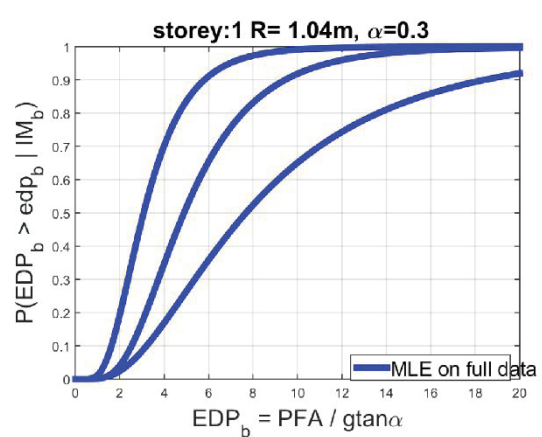
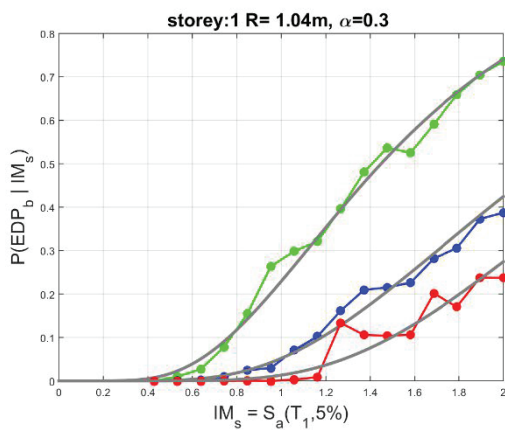
5.2. Συμπεράσματα

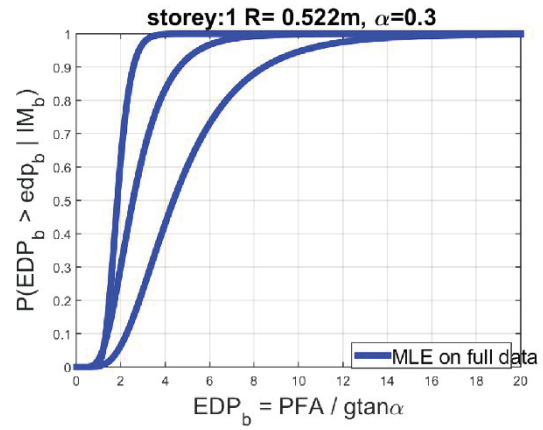
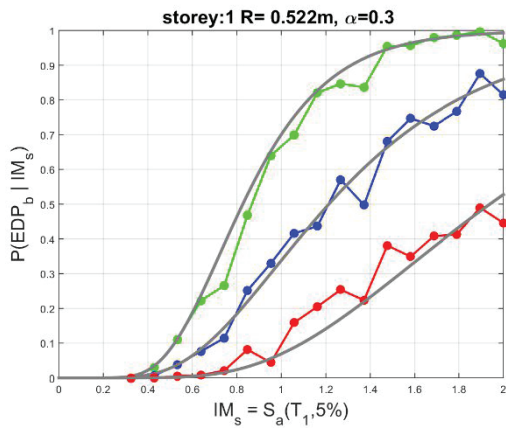
1. Από τις καμπύλες τρωτότητας S_a και PFA εξάγουμε τα εξής συμπεράσματα:

- Ένα άκαμπτο λικνιζόμενο σώμα, πέφτει πιο εύκολα όσο ανεβαίνουμε σε μεγαλύτερους ορόφους.

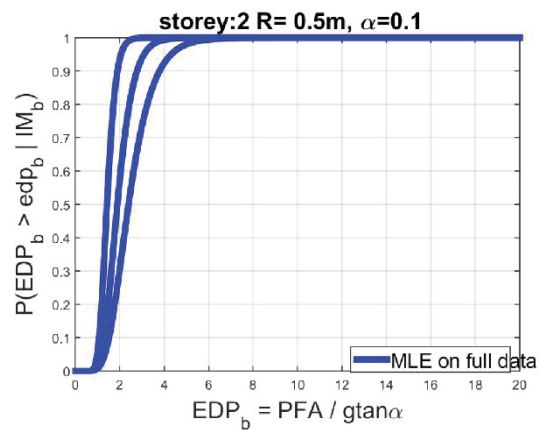
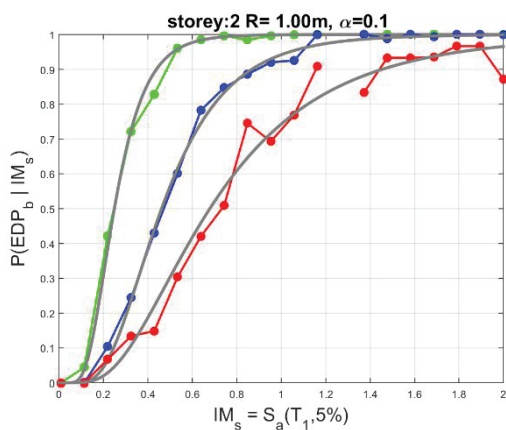
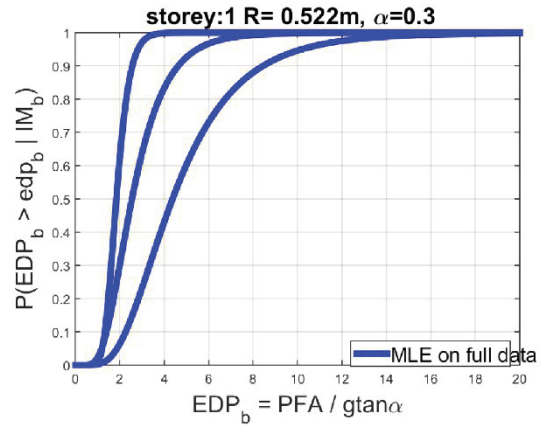
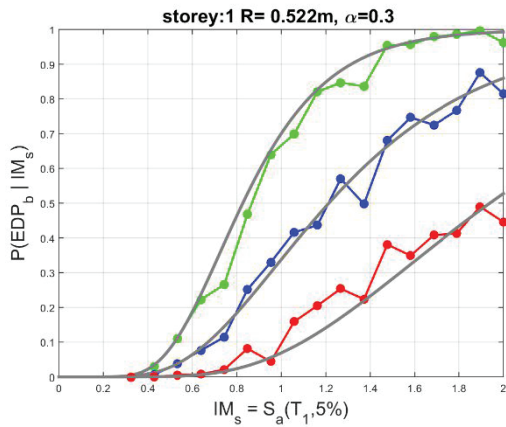


- Όσο πιο μεγάλο είναι το R, τόσο πιο ευσταθές είναι το αντικείμενο.



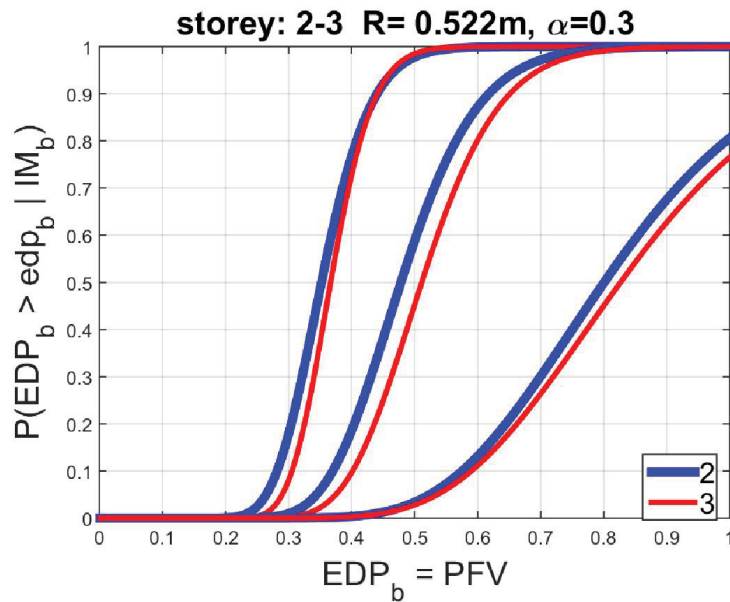


- Όσο πιο μεγάλο είναι το ταπα , τόσο πιο ευσταθές είναι το αντικείμενο.



II. Από τις καμπύλες τρωτότητας PFV συμπεραίνουμε ότι:

- Οι καμπύλες τρωτότητας PFV, όπως φαίνεται στο παρακάτω διάγραμμα, είναι περίπου ίδιες στους ορόφους και αυτό συμβαίνει γιατί η ευστάθεια των αντικειμένων δεν εξαρτάται από την διαρροή του κτηρίου, σε αντίθεση με τις καμπύλες Sa και PFA.



6. ISHIYAMA - NABESHIMA

6.1 Σύγκριση καμπύλης τρωτότητας Sa με τις καμπύλες Ishiyama και Nabeshima

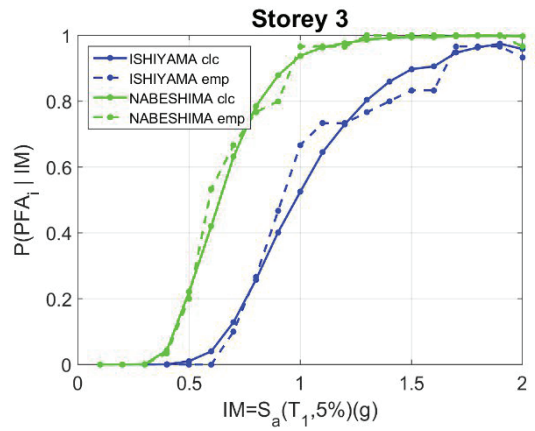
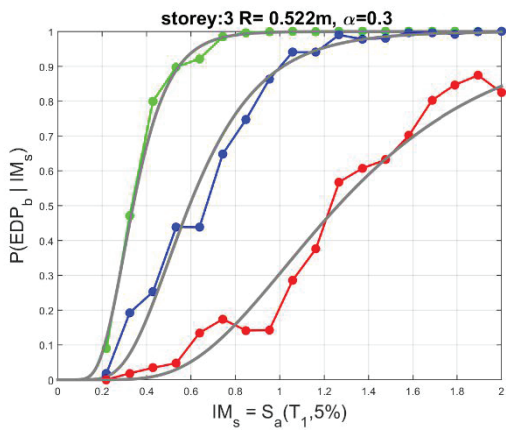
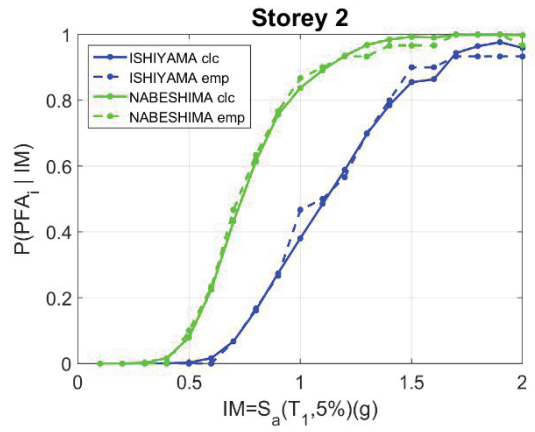
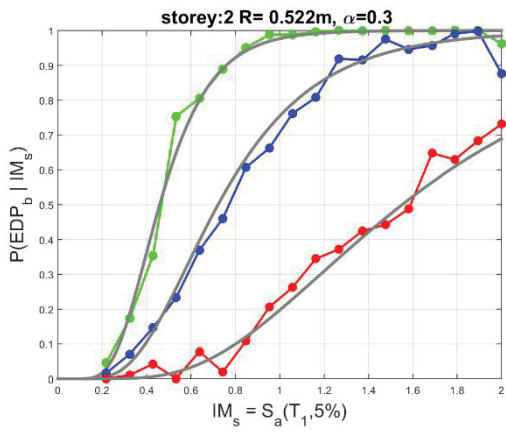
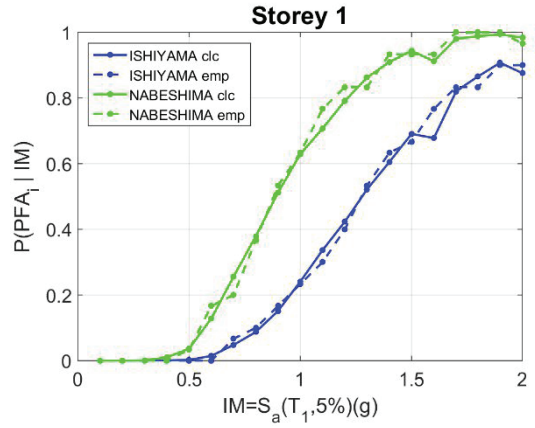
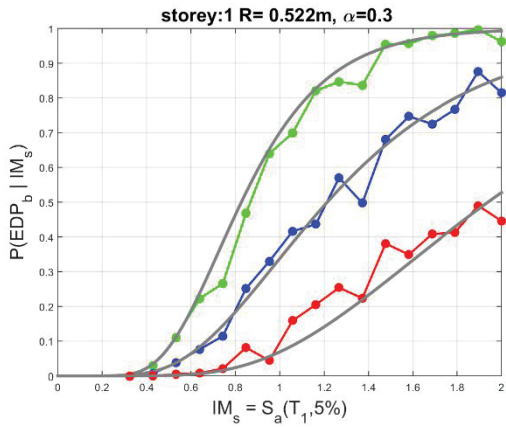
I. Σε αυτό το κεφάλαιο παρατίθενται οι καμπύλες τρωτότητας Sa των άκαμπτων λικνιζόμενων στοιχείων (με σειρά όπως κατατάσσονται στον πίνακα του κεφαλαίου 5.2.5) και συγκρίνονται με τις αντίστοιχες καμπύλες Ishiyama και Nabeshima.

Οι καμπύλες Ishiyama και Nabeshima καθορίζονται με βάση την κρίσιμη ταχύτητα:

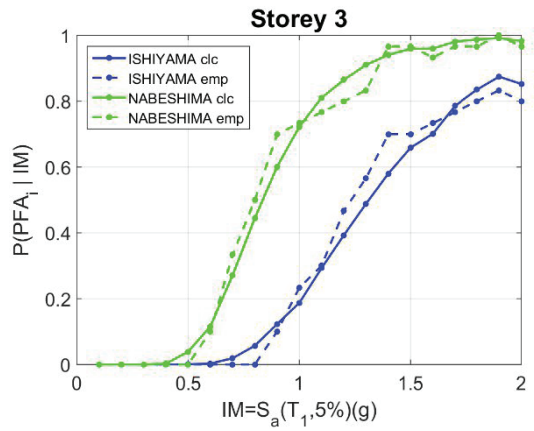
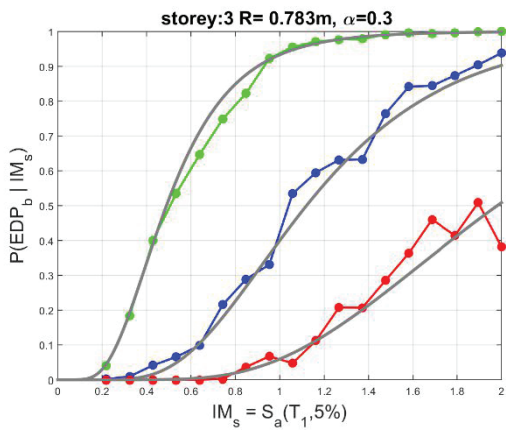
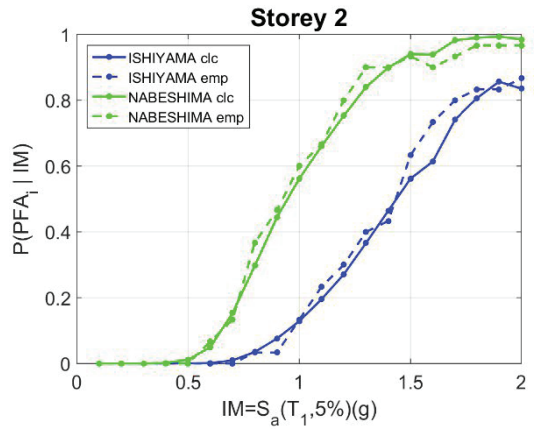
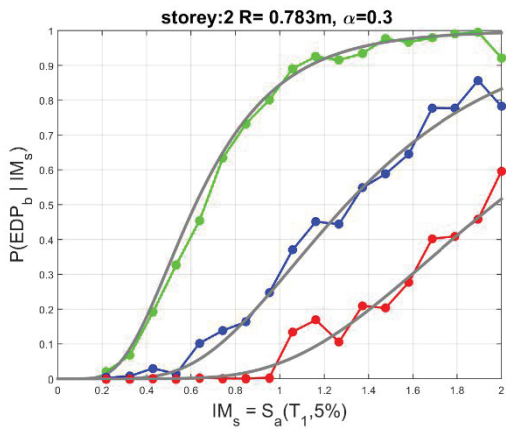
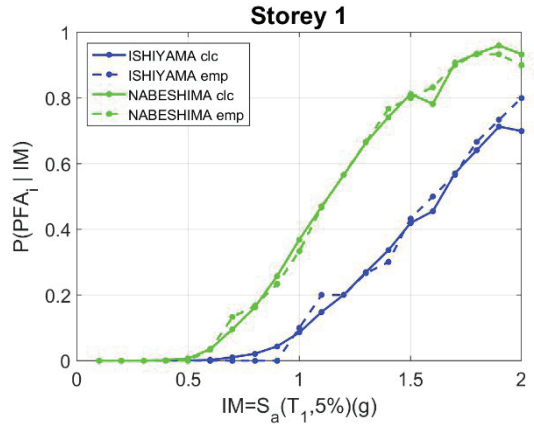
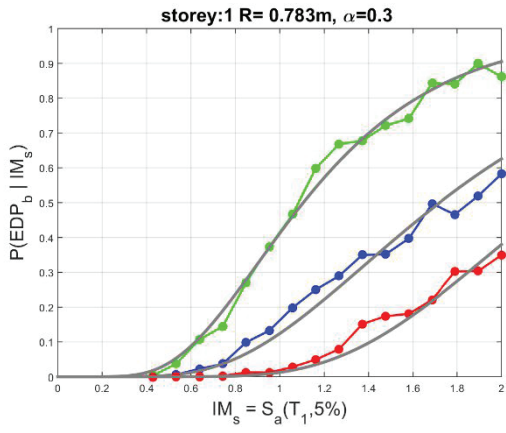
Ishiyama:
$$V_{c1} = \sqrt{\frac{8 \cdot g \cdot R}{3} * \frac{1 - \cos a}{\cos^2 a}} \quad (1)$$

Nabeshima:
$$V_{c2} = \frac{2 \cdot R}{h \cdot \sqrt{1 + \eta}} * \sqrt{\frac{2 \cdot (R - h)}{3} * g} \quad (2)$$

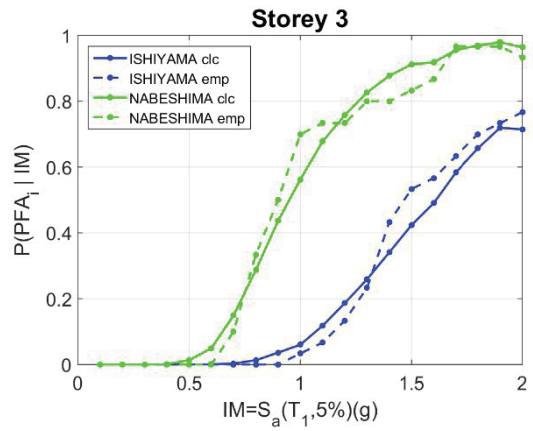
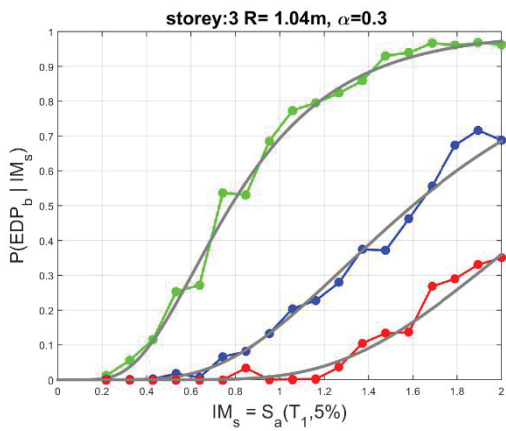
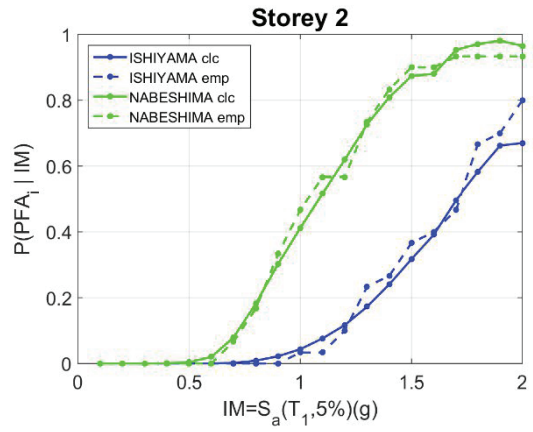
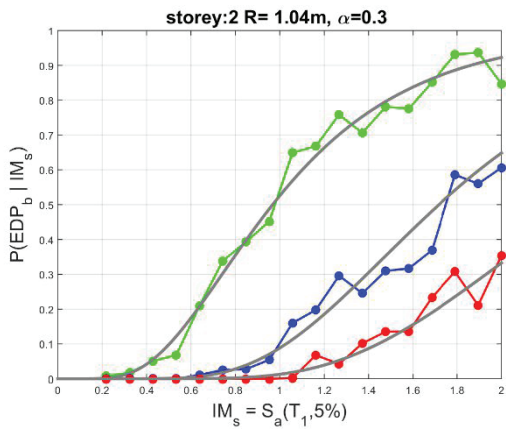
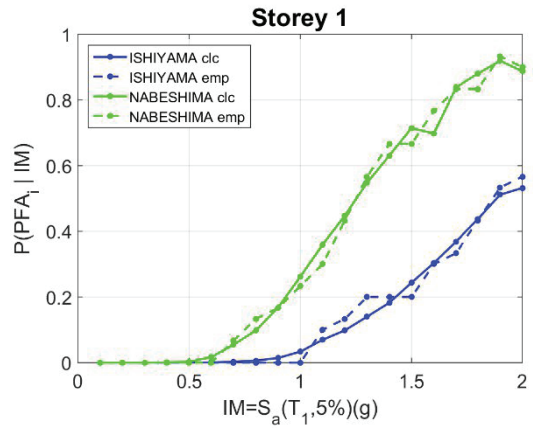
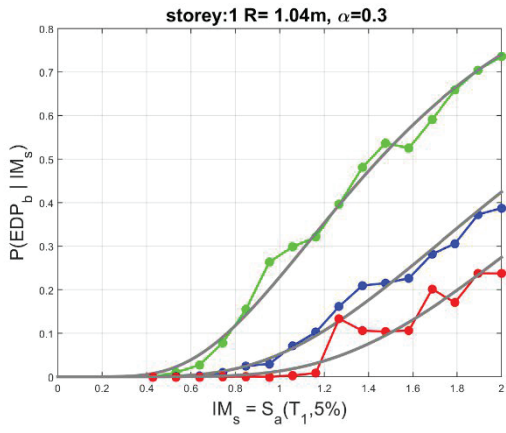
$\tan\alpha=0.3, H=1.0m$



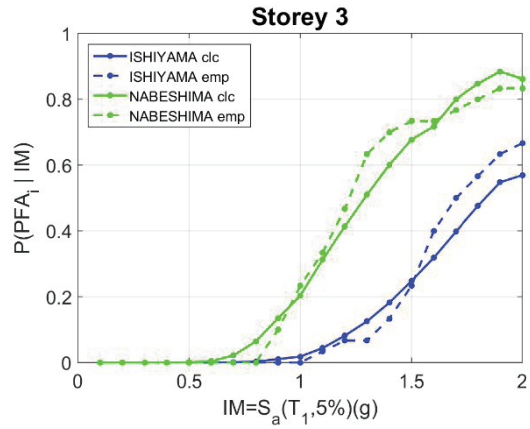
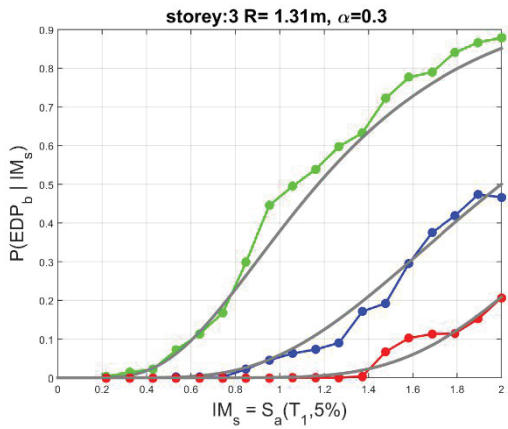
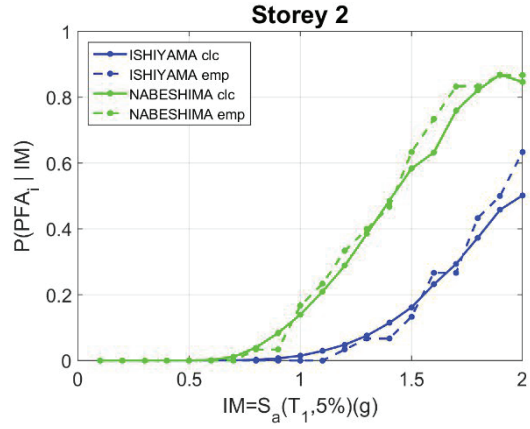
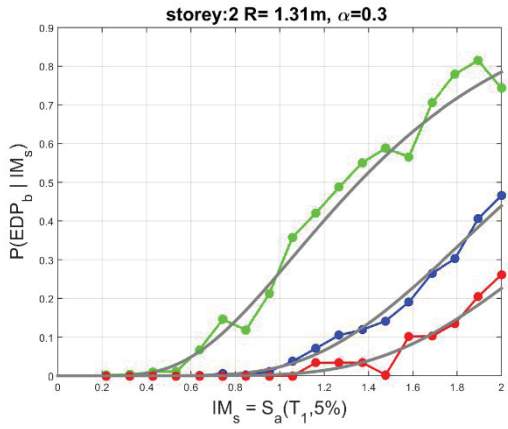
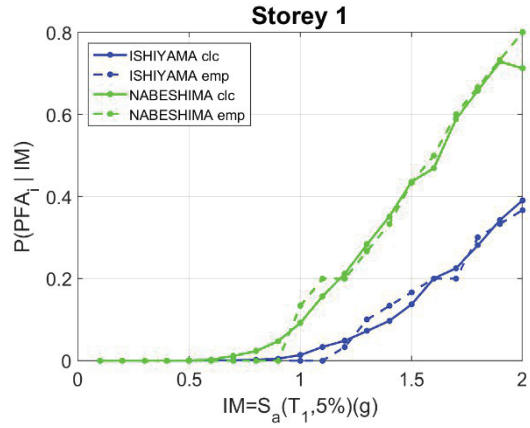
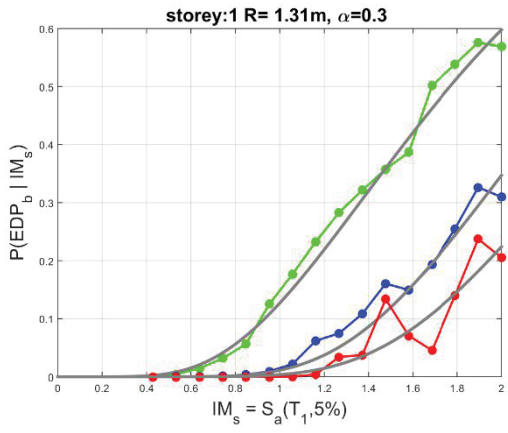
$\tan\alpha=0.3, H=1.5m$



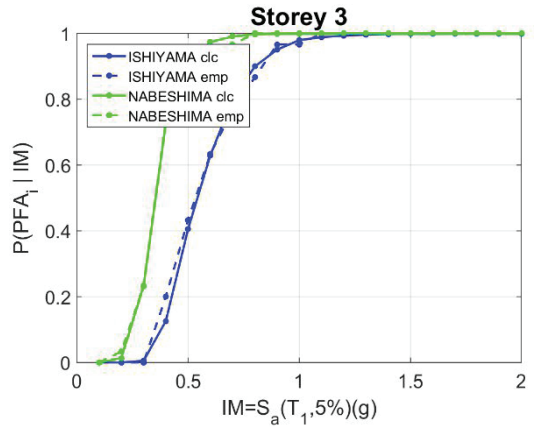
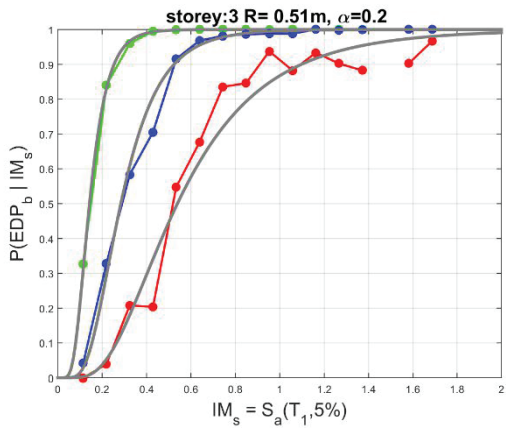
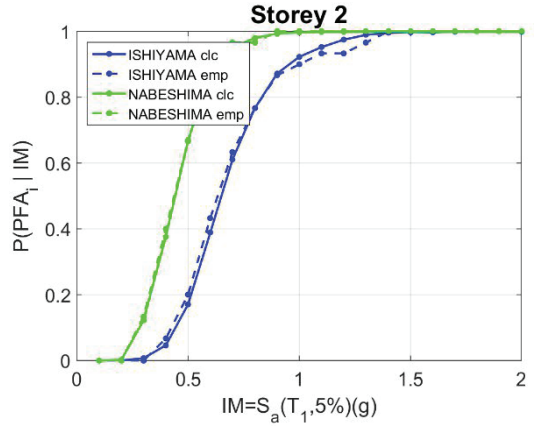
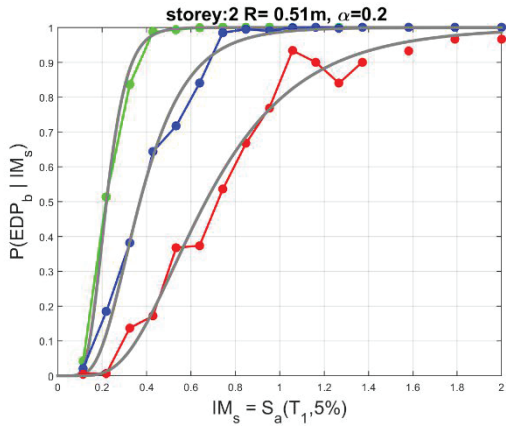
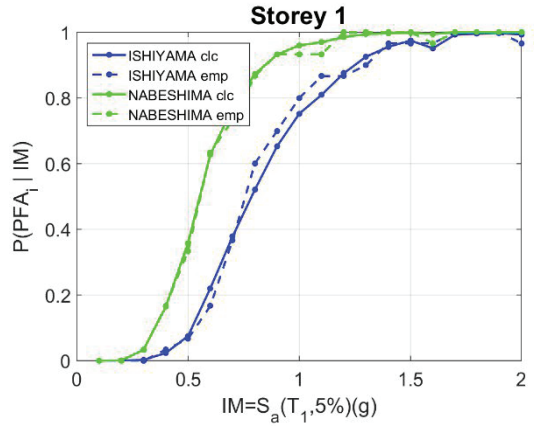
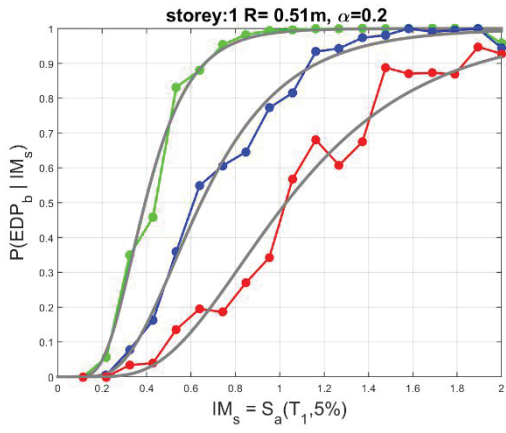
$\tan\alpha=0.3, H=2.0m$



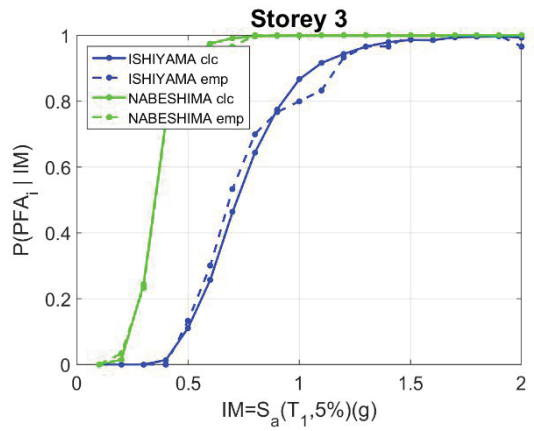
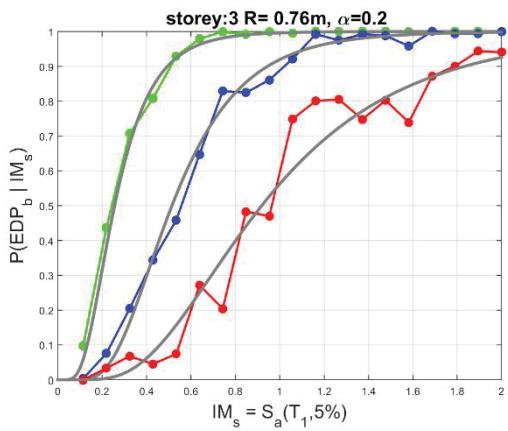
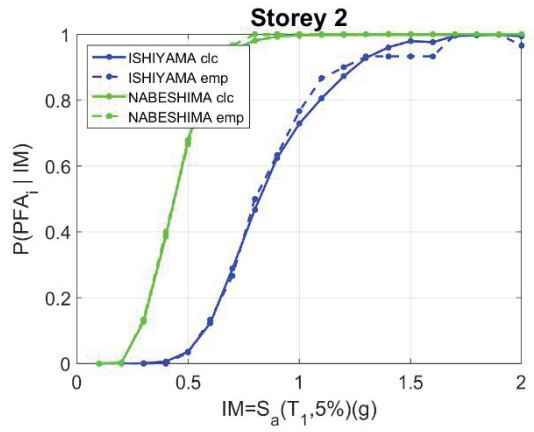
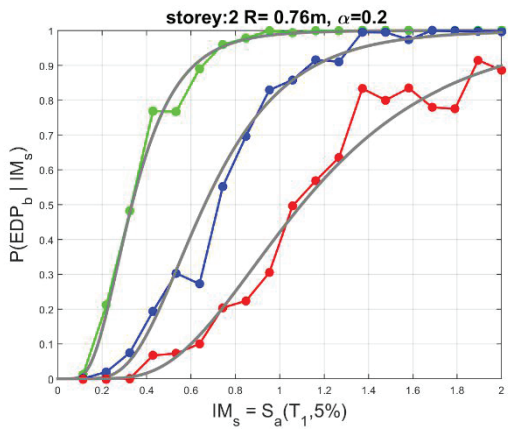
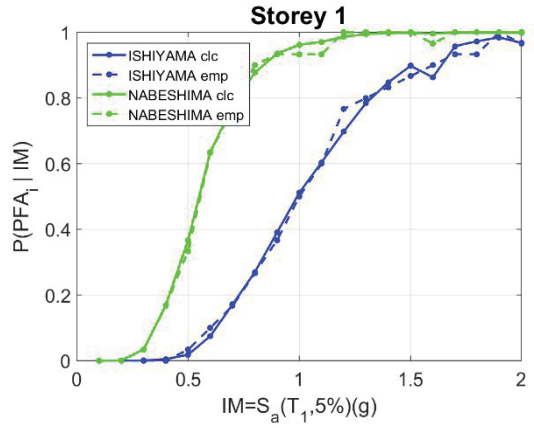
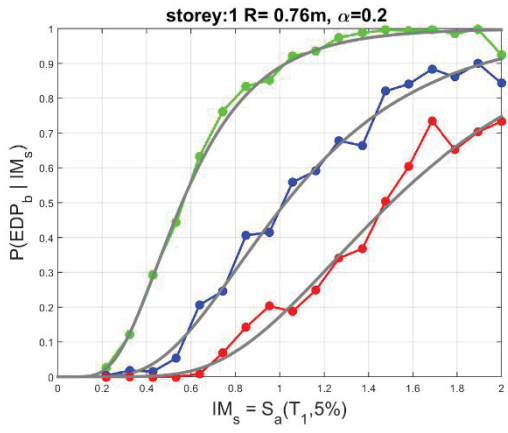
$\tan\alpha=0.3, H=2.5m$



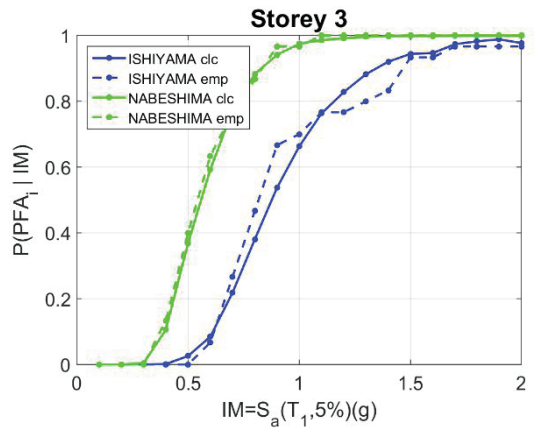
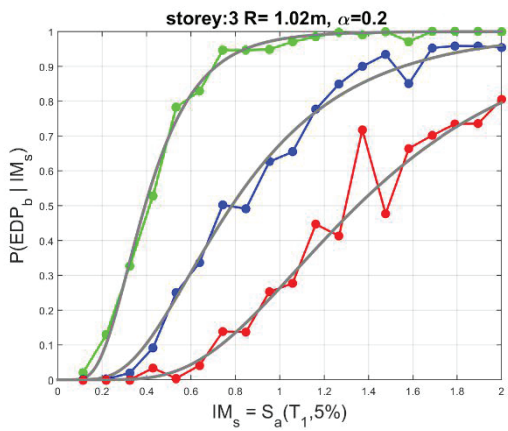
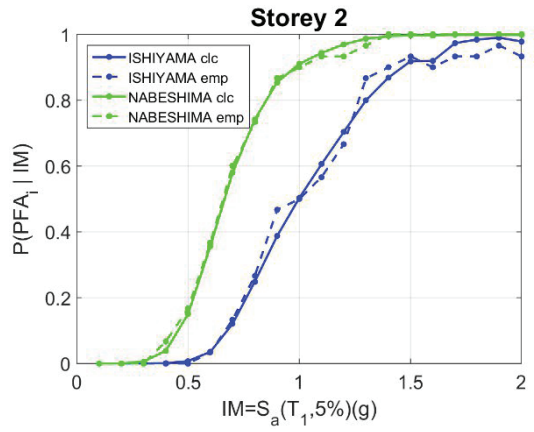
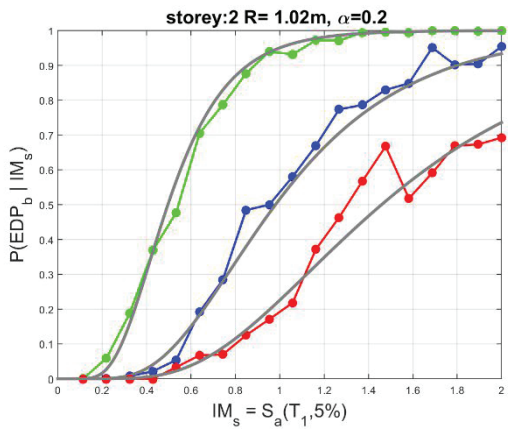
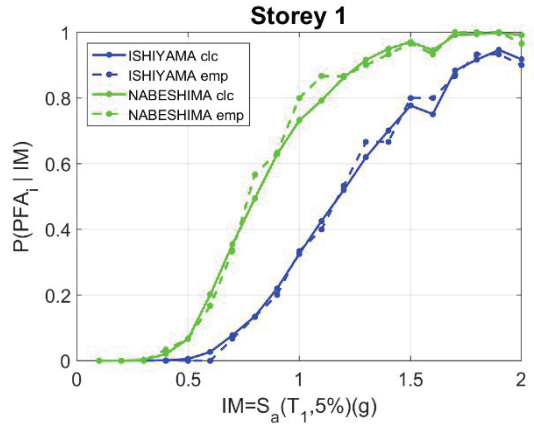
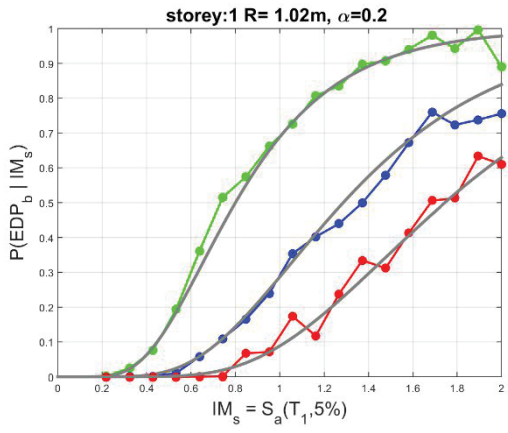
tana=0.2, H=1.0m



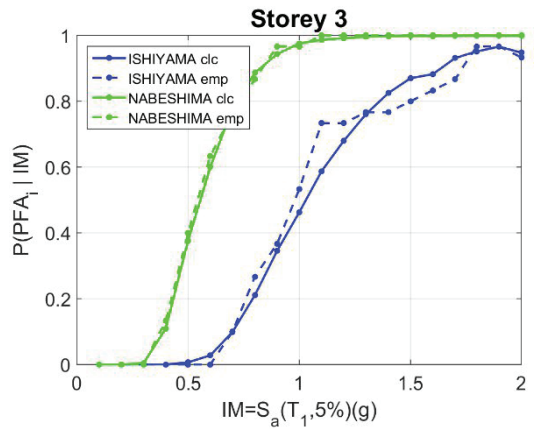
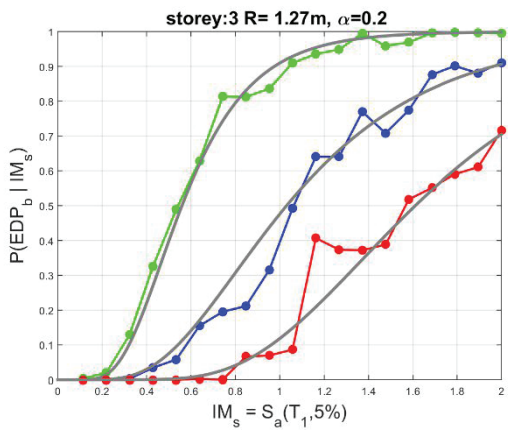
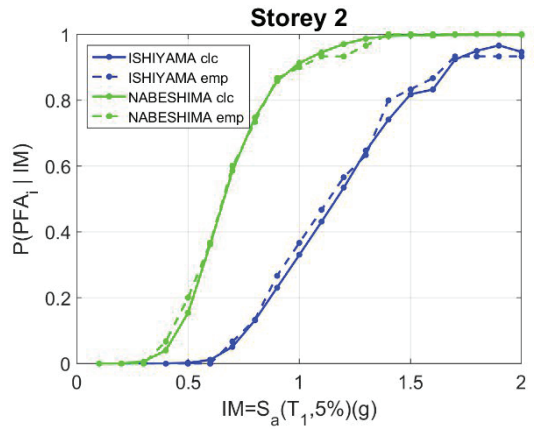
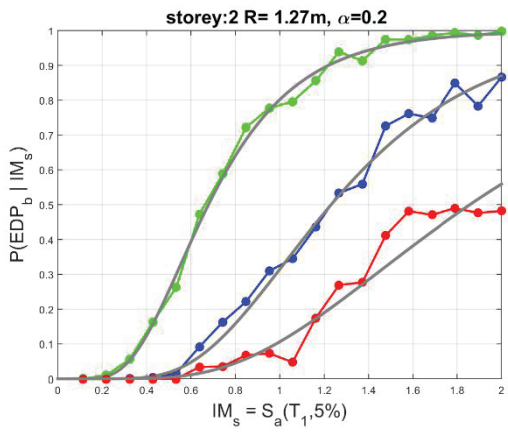
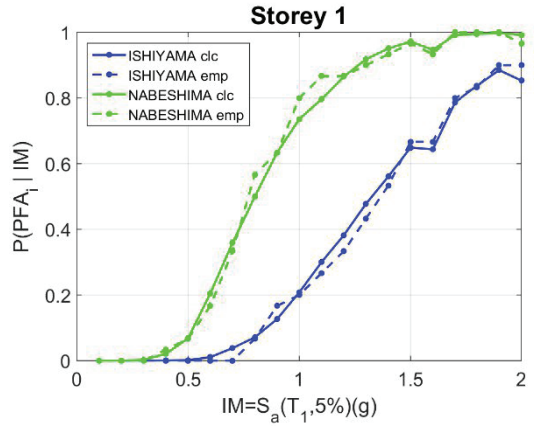
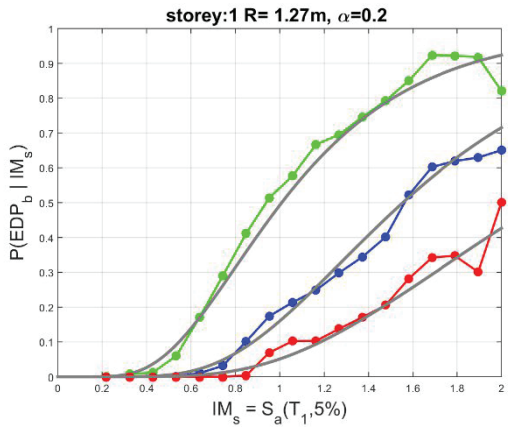
$\tan\alpha=0.2, H=1.5m$



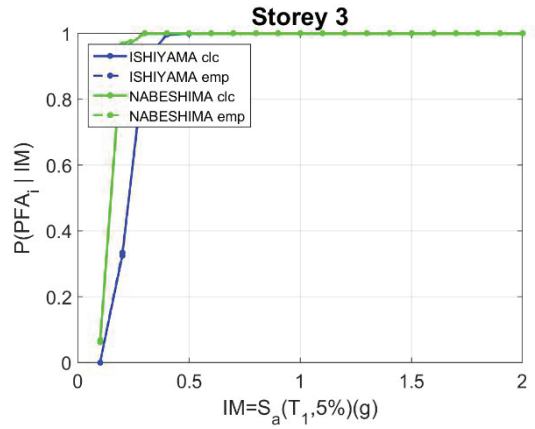
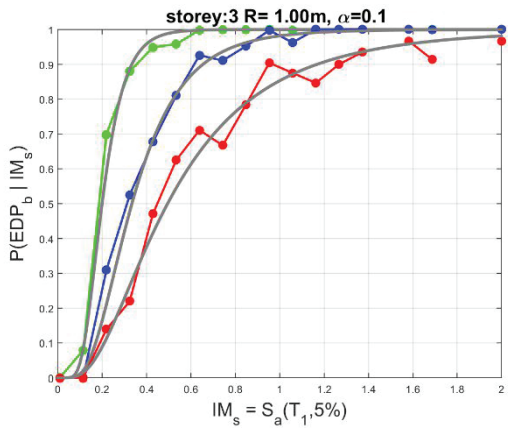
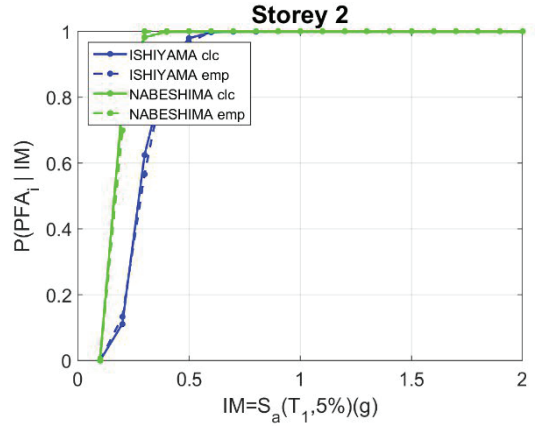
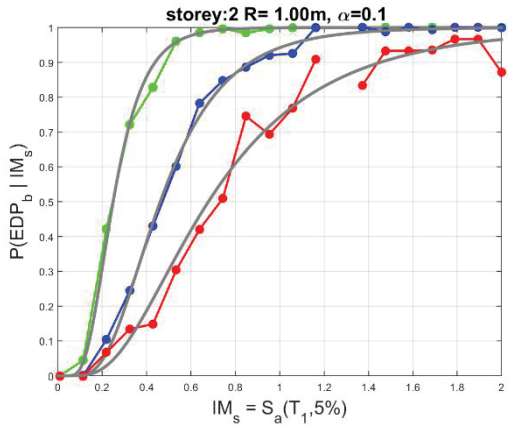
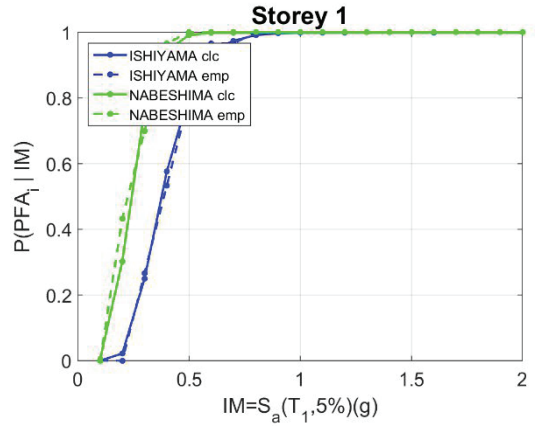
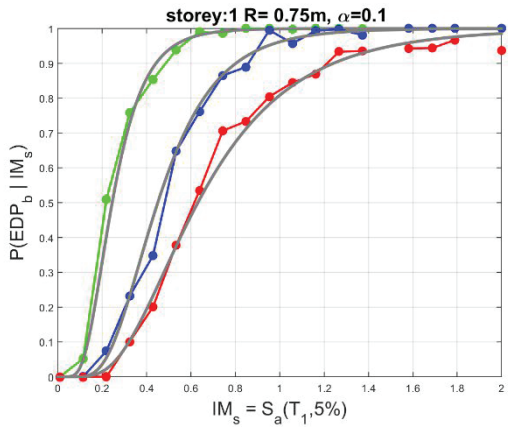
$\tan\alpha=0.2, H=2.0m$



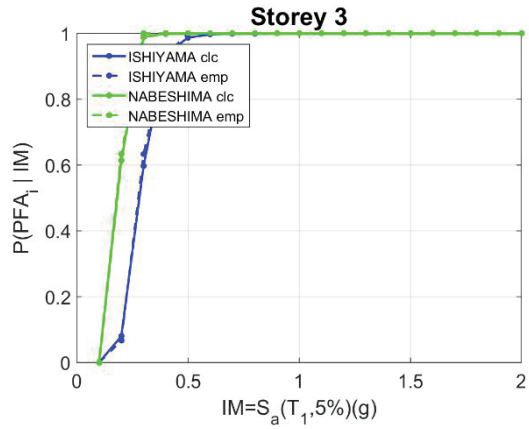
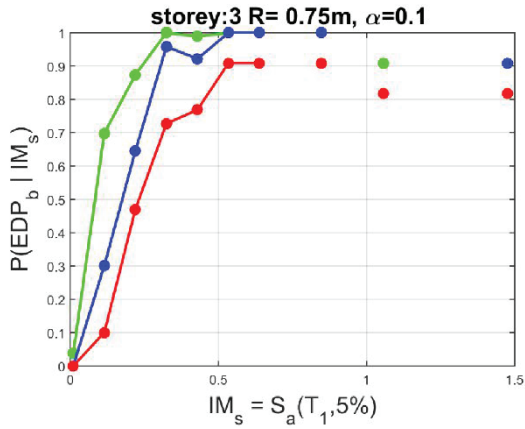
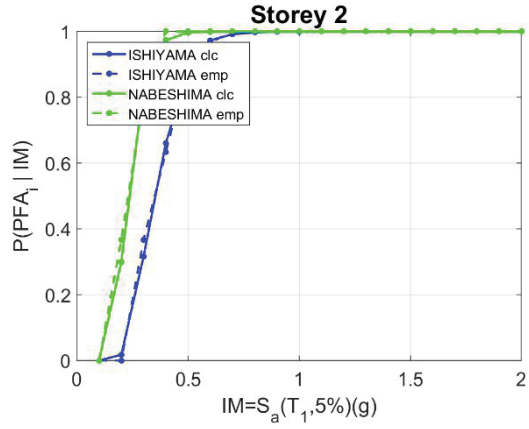
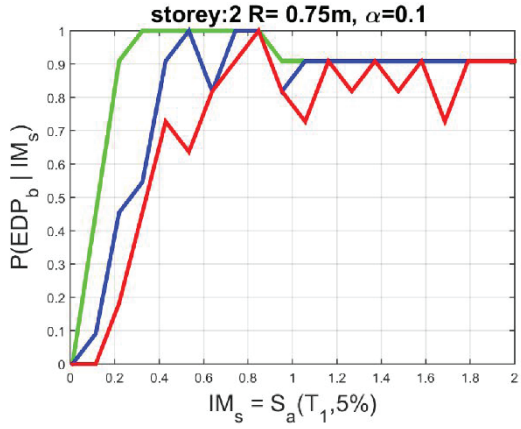
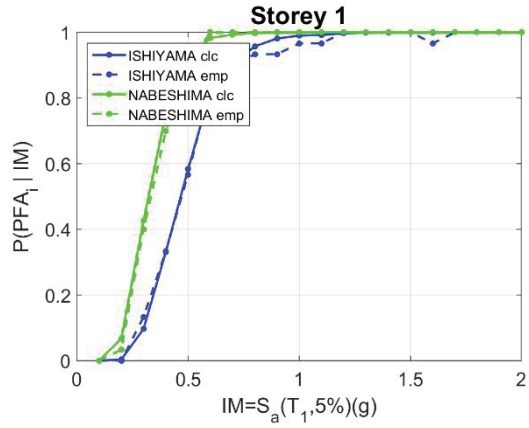
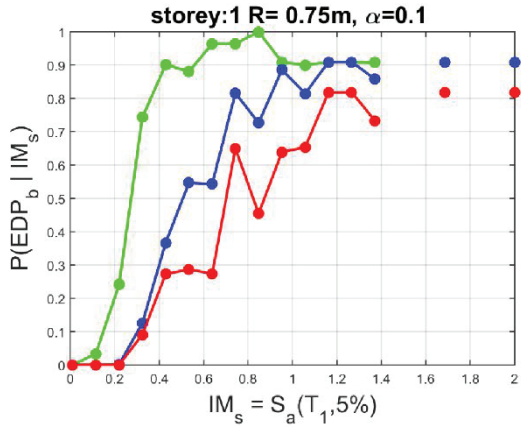
$\tan\alpha=0.2, H=2.5m$



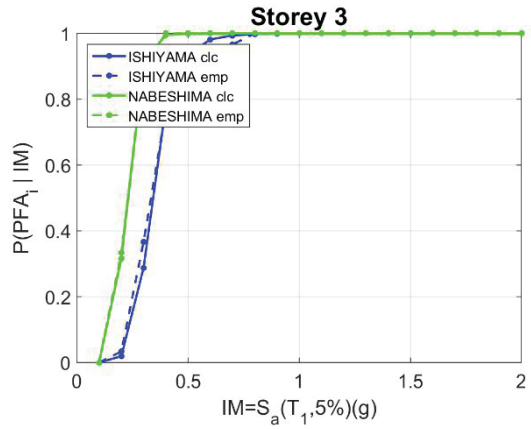
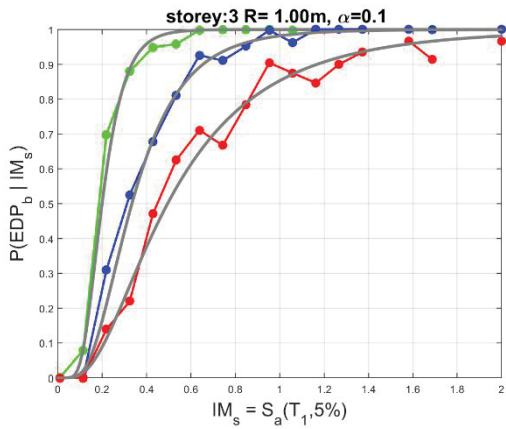
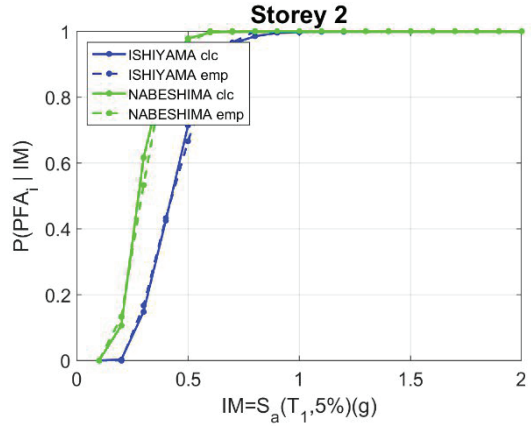
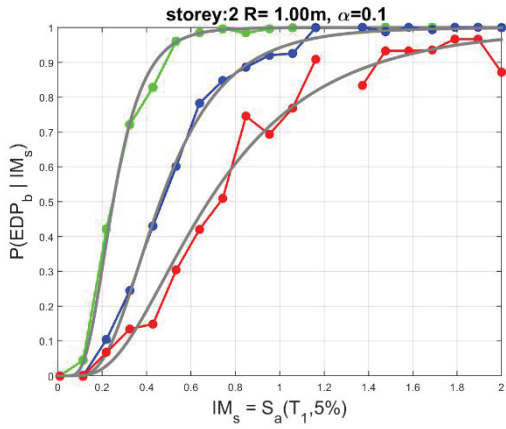
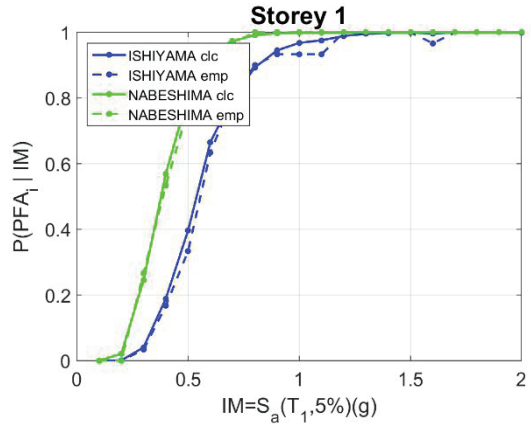
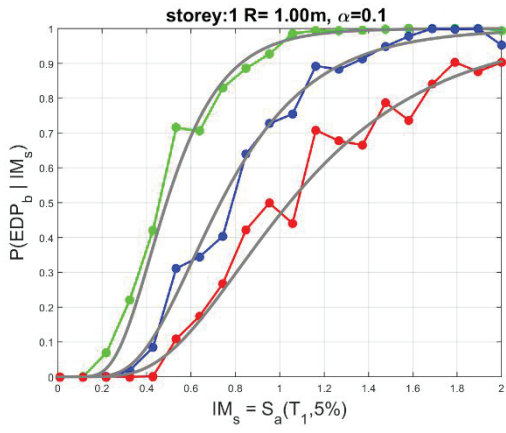
tana=0.1, H=1.0m



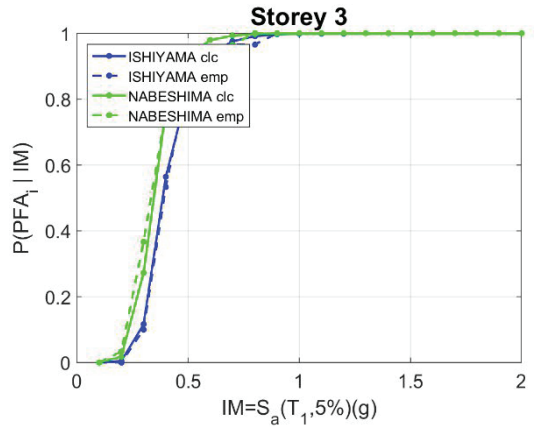
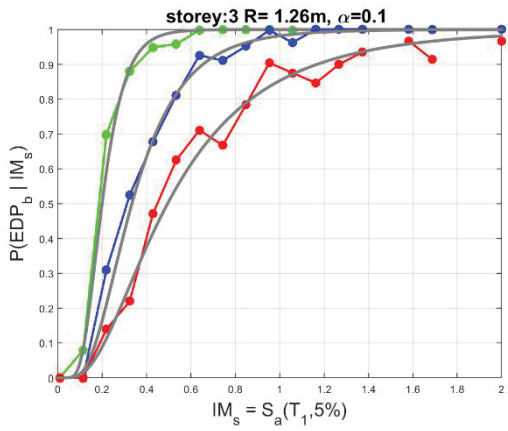
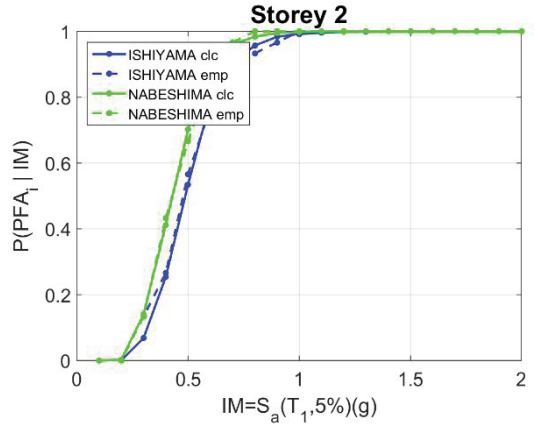
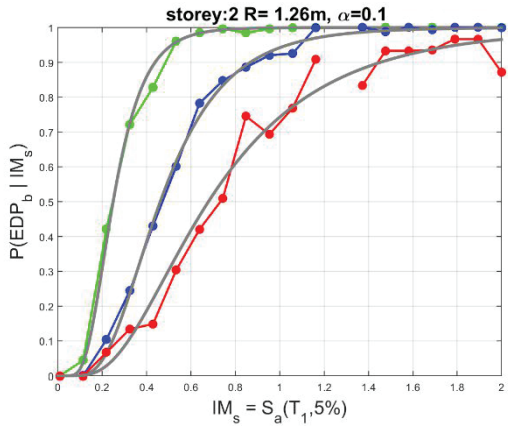
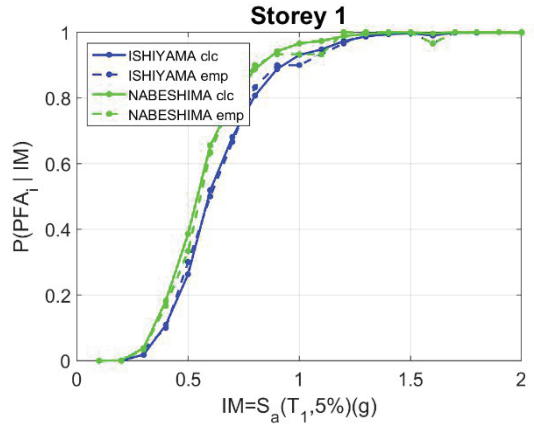
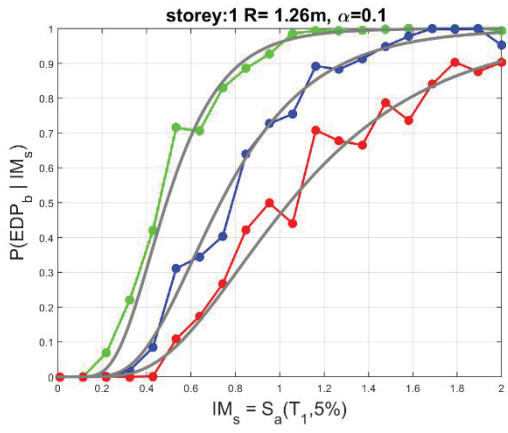
$\tan\alpha=0.1, H=1.5m$



$\tan\alpha=0.1, H=2.0m$



$\tan\alpha=0.1, H=2.5m$



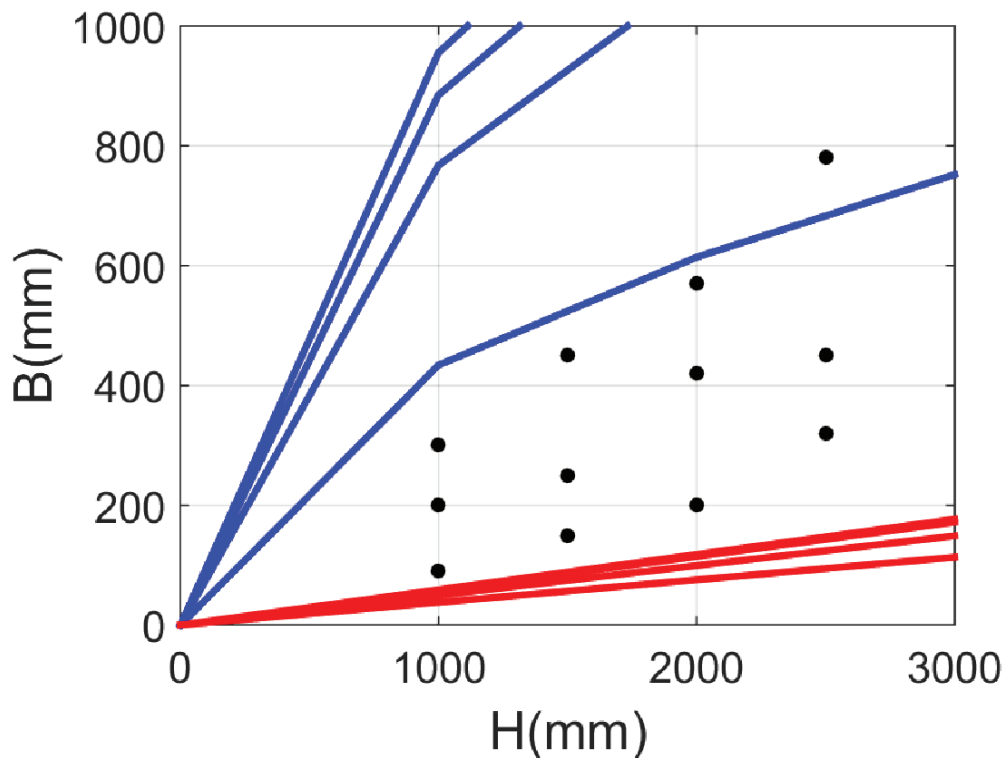
- Σε όλα τα παραπάνω διαγράμματα, συγκρίνοντας τις καμπύλες Ishiyama (μπλέ) και Nabeshima (πράσινη) με την αντίστοιχη καμπύλη αστοχίας S_a (κόκκινη) , για κάθε αντικείμενο σε κάθε όροφο, βλέπουμε ότι πιο κοντά στην κόκκινη καμπύλη είναι η καμπύλη του Ishiyama (μπλε καμπύλη βρίσκεται πάντα ανάμεσα στην πράσινη και την κόκκινη).

6.2. Έλεγχος αστοχίας κατά Ishiyama

Επίσης, κατά Ishiyama, γνωρίζοντας τις διαστάσεις των υπό μελέτη λικνιζομένων άκαμπτων σωμάτων (κουκκίδες) και βλέποντας τη θέση τους σε σχέση με το μπλε και το κόκκινο διάγραμμα διαπιστώνουμε ότι:

1. Σώματα που βρίσκονται κάτω από το κόκκινο διάγραμμα ανατρέπονται.
2. Σώματα που βρίσκονται μεταξύ κόκκινου και μπλε διαγράμματος εκτελούν ταλάντωση (rocking) αλλά δεν ανατρέπονται.
3. Σώματα πάνω από την μπλε καμπύλη είναι ασφαλή, δεν ανατρέπονται και ούτε λικνίζονται.

Ενδεικτικά, επιλέγοντας ένα από τους σεισμούς (5^{ος} σεισμός, scale 10 (IMs = 1.0g)) έχουμε το πιο κάτω διάγραμμα, όπου βλέπουμε ότι τα έντεκα από τα δώδεκα σώματα εκτελούν rocking αλλά δεν ανατρέπονται και ένα από αυτά είναι ασφαλή στο ισόγειο.



7. ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. ΑΣΤΗΘΑ ANNA: Προσομοίωση για την αποτίμηση και τον υπολογισμό της τρωτότητας κτιρίων Ω.Σ. έναντι σεισμικών δράσεων
2. ΚΟΛΟΚΥΘΑ ΜΑΡΙΕΤΤΑ: Ανάλυση της τρωτότητας λικνιζόμενων σωμάτων σε κατασκευές υπό σεισμική φόρτιση
3. ΚΟΛΟΚΥΘΑ ΜΑΡΙΕΤΤΑ: Προσομοίωση της συμπεριφοράς αγαλμάτων σε σεισμική φόρτιση
4. SPYRIDON G. DIAMANTOPOYLOS: Seismic Response Assessment of Rigid and Flexible Rocking Bodies using Simple Finite Element Models
5. Wiley Online Library: Motions of rigid bodies and criteria for overtuning by earthquake excitations
6. Library.tee.gr: Προσομοίωση ανελαστικής συμπεριφοράς κατασκευών από Οπλισμένο Σκυρόδεμα με θεώρηση διατμητικών παραμορφώσεων
7. ΓΕΩΡΓΙΟΣ Ε. ΣΤΑΥΡΟΥΛΑΚΗΣ, Ιδιομορφική ανάλυση, Σχολή Μηχανικών Παραγωγής και Διοίκησης
8. NOTES PSYCHARI ΤΕΥΧΟΣ 1: Ιδιομορφική ανάλυση, Σημειώσεις αντισεισμικής τεχνολογίας, εργαστήριο αντισεισμικής
9. ΣΩΤΗΡΙΑ ΚΑΜΑΤΕΡΟΥ, ANNA ΚΥΡΙΑΚΟΠΟΥΛΟΥ: Μη γραμμική στατική ανάλυση απλών κατασκευών με χρήση κατάλληλου λογισμικού
10. ANNA ΙΩΑΝΝΙΔΟΥ-ΚΑΤΗ: Στατική και δυναμική – ελαστική και ανελαστική ανάλυση κτιρίου σιδηροδρομικού σταθμού Λεονταρίου Αρκαδίας
11. ΣΠΥΡΙΔΩΝ Ι. ΤΣΙΡΝΟΒΑΣ: Μελέτη της αντισεισμικής συμπεριφοράς κατασκευών ενισχυμένων με μεταλλικά διατμητικά τοιχώματα με τη χρήση δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων
12. ΨΥΧΑΡΗΣ: Αντισεισμικός σχεδιασμός με στάθμες επιτελεστικότητας
13. ΓΕΩΡΓΙΟΣ ΠΑΝΑΓΟΠΟΥΛΟΣ: Υπολογισμός καμπυλών τρωτότητας για ελληνικά κτήρια από οπλισμένο σκυρόδεμα
14. ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ: Εμπειρικάς εξαχθείσες καμπύλες τρωτότητας
15. ΚΥΡΙΑΚΙΔΗΣ Ν, ΠΗΛΑΚΟΥΤΑΣ. Κ, ΧΡΥΣΟΣΤΟΜΟΥ Κ.: Τρωτότητα κτηρίων από οπλισμένο σκυρόδεμα και εκτίμηση σεισμικού κινδύνου στην Κύπρο