



ΕΥΡΩΠΑΙΚΗ
ΕΝΩΣΗ ΕΥΡΩΠΑΪΚΟ
ΤΑΜΕΙΟ

ΠΕΡΙΦΕΡΕΙΑΚΗΣ

Υπουργείο Παιδείας και Θρησκευμάτων, Πολιτισμού και Αθλητισμού



η περιφέρεια στο επίκεντρο της ανάπτυξης



Παραδοτέο 4.1: Αποτίμηση βλαβών εξαιτίας ισχυρής σεισμικής διέγερσης

ΕΘΝΙΚΟ ΜΕΤΣΟΒΙΟ ΠΟΛΥΤΕΧΝΕΙΟ
ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ
ΚΑΛΛΙΕΡΓΟΣ Ο.Τ.Μ. Α.Ε.
ΑΤΤΙΚΕΣ ΔΙΑΔΡΟΜΕΣ Α.Ε.

ΦΕΒΡΟΥΑΡΙΟΣ '15

Περιεχόμενα

Βάση δεδομένων – Ταξινόμηση γεφυρών	3
Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας	7
Τρωτότητα πλαισιωτών κατασκευών	11
Μέθοδος εκτίμησης σεισμικής βλάβης	13
Απλοποιημένη μέθοδος προσομοίωσης τυπικών γεφυρών αυτοκινητοδρόμων.....	27
Κατηγοριοποίηση Γεφυρών.....	97
Βιβλιογραφία.....	111

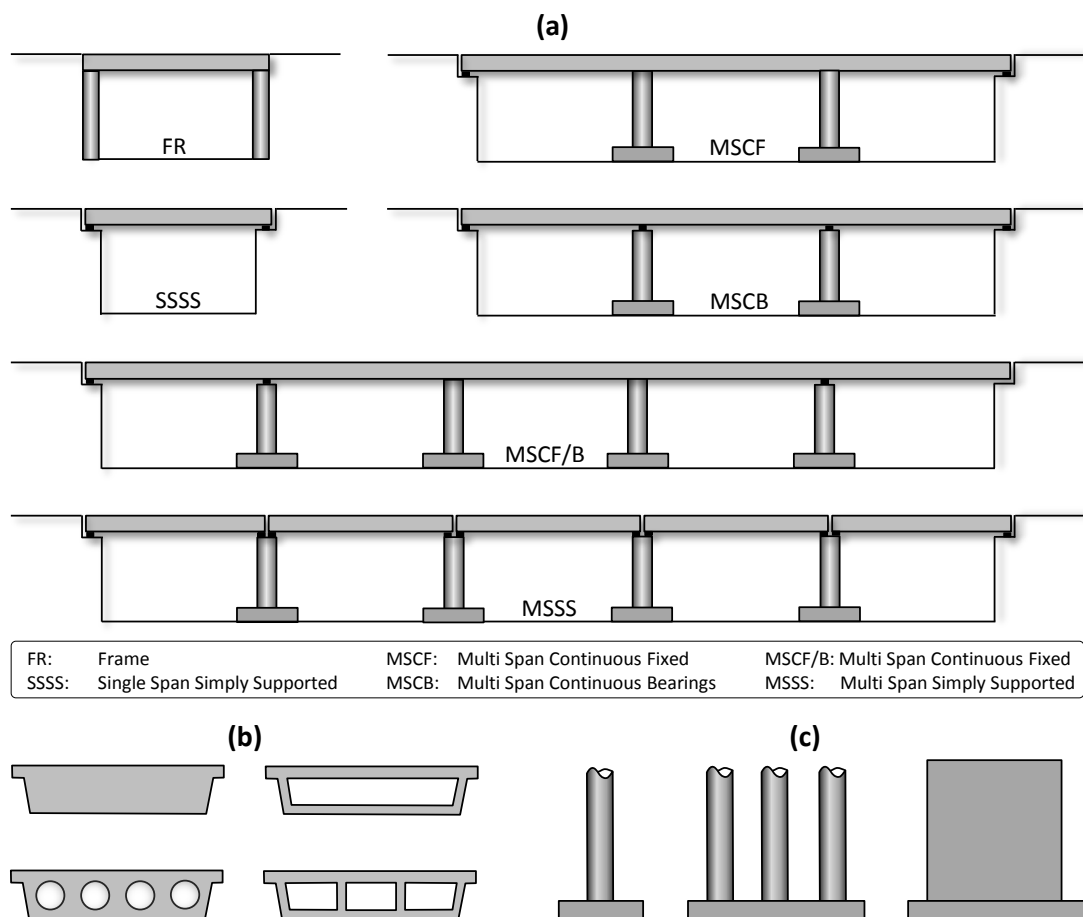
Βάση δεδομένων – Ταξινόμηση γεφυρών

Η Αττική Οδός είναι ένας σύγχρονος αστικός αυτοκινητόδρομος συνολικού μήκους 65 χλμ. στην ευρύτερη μητροπολιτική περιοχή της Αθήνας. Περιλαμβάνει ένα μεγάλο εύρος κρίσιμων κατασκευών όπως γέφυρες, σήραγγες, τοίχους αντιστήριξης και επιχώματα. Πιο συγκεκριμένα ,192 γέφυρες διαφόρων τυπολογιών βρίσκονται σε συνολικά 23 γεωγραφικές ενότητες περιλαμβάνοντας 29 γέφυρες κόμβων (Σχήμα 6α) και 163 άνω και κάτω διαβάσεις (Σχήμα 6β).



Σχήμα 6: Περιπτώσεις (α) κόμβων και (β) άνω διαβάσεων της Αττικής Οδού

Η εξέταση κάθε μίας περίπτωσης ξεχωριστά απαιτεί ιδιαίτερα υψηλό υπολογιστικό κόστος. Είναι επομένως απαραίτητη η ταξινόμηση των γεφυρών. Ένα τέτοιο κριτήριο ταξινόμησης αναπτύχθηκε για τους σκοπούς της παρούσας ερευνητικής εργασίας από τους Anastasopoulos et al. [2015] συνδυάζοντας τα διάφορα διαθέσιμα κριτήρια της βιβλιογραφίας (ATC-13 [1985], NBI [FHWA 1995], HAZUS [FEMA-NIBS 2004], and the work of Argyroudis et al. [2003], Nielson & DesRoches [2007], and Moschonas et al. [2009]). Μια κριτική σύνοψη των παραπάνω βρίσκεται στις εργασίες των: Pitilakis et al. [2014] and Pitilakis & Crowley [2014]. Πιο συγκεκριμένα το προτεινόμενο κριτήριο ταξινόμησης λαμβάνει υπόψη: (α) τον αριθμό των ανοιγμάτων ; (b) τη συνέχεια του καταστρώματος και (c) τη σύνδεση βάθρων καταστρώματος (μονολιθική ή απλή έδραση). Με βάση αυτό το κριτήριο οι 192 γέφυρες ταξινομούνται όπως περιγράφεται στο **Σχήμα 7** και συνοψίζεται στον **Πίνακα 2**.



Σχήμα 7: (α) Κριτήριο ταξινόμησης γεφυρών και τυπολογία (β) καταστρώματος και (γ) βάθρων γεφυρών της Αττικής Οδού.

Πίνακας 2. Ταξινόμηση γεφυρών Αττικής Οδού

Number of spans	Type of deck	Pier-to-deck connection	Description	Code name	Number of cases	Percentage (%)
Single span	Continuous	Fixed	Frame	FR	52	26.9
Single span	Simply Supported	Bearings	Single Span Simply Supported	SSSS	9	4.7
Multi span	Continuous	Fixed	Multi Span Continuous Fixed	MSCF	41	21.2
Multi span	Continuous	Bearings	Multi Span Continuous Bearings	MSCB	11	5.7
Multi span	Continuous	Fixed/Bearings	Multi Span Continuous Fixed/Bearings	MSCF/B	58	30.1
Multi span	Simply Supported	Bearings	Multi Span Simply Supported	MSSS	1	0.5
Varies	Varies	Varies	Motorway Junctions	MJ	21	10.9

Ο αυτοκινητόδρομος της Αττικής Οδού διαθέτει μία ενημερωμένη γεωδαιτική βάση δεδομένων (GIS) όλων των κρίσιμων κατασκευών κατα μήκος του δικτύου. Ωστόσο οι πληροφορίες περιορίζονται στα κατασκευαστικά σχέδια και δεν είχαν καταγραφεί όλα εκείνα τα στοιχεία που απαιτούνται για την αριθμητική προσομοίωση των κατασκευών. Για τον λόγο αυτό αναπτύχθηκε λεπτομερής βάση δεδομένων για τις 193 γέφυρες του αυτοκινητοδρόμου. Το πλήρες αυτό μητρώο αναπτύχθηκε από το Εργαστήριο Εδαφομηχανικής του Ε.Μ.Π. σε συνεργασία με το προσωπικό των Αττικών Διαδρομών στα πλαίσια του ερευνητικού προγράμματος και παραδόθηκε στο τμήμα λειτουργίας του αυτοκινητοδρόμου. Η μορφή του μητρώου παρουσιάζεται στο **Σχήμα 8** και περιλαμβάνει:

- Χιλιομετρική Θέση έργου
- Στοιχεία Μελετητή
- Γεωμετρία δομικού φορέα (Ανοίγματα, Συνολικό μήκος, Ύψη βάθρων)
- Στοιχεία διατομής καταστρώματος
- Στοιχεία διατομής και σπλισμοί βάθρων
- Στοιχεία εφεδράνων ακροβάθρων και μεσοβάθρων
- Στοιχεία Αντισεισμικού σχεδιασμού
- Γεωτεχνικά στοιχεία

Α/Α	Χιλιόμετρο	Κατάσταση	Κατηγορία	ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ				ΤΥΠΟΣ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ				ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΣΤΟΙΧΩΝ ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑΤΟΣ							
				Μήκος	Ύψος	Πλάτος	Πλάτος	Μήκος	Ύψος	Πλάτος	Πλάτος	Μήκος	Ύψος	Πλάτος	Πλάτος				
1	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
2	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
3	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
4	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
5	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
6	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
7	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
8	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
9	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70
10	17,4	Ε	Ε	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70	17,4	1,2	0,70	0,70

Σχήμα 8: Μητρώο Γεφυρών Αττικής Οδού

Το προτεινόμενο κριτήριο ταξινόμησης χρησιμοποιήθηκε για τις γέφυρες της Αττικής Οδού όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 9**. Στα πλαίσια της παρούσας εργασίας εξετάστηκαν οι πλασιωτές γέφυρες ενός (FR) και πολλών (MSCF) ανοιγμάτων και πιο λεπτομερώς οι γέφυρες της κατηγορίας MSCF/B καλύπτοντας το 80% των περιπτώσεων.

FR	52	27%
MSCF	41	21%
SSSS / MSSS	10	5%
MSCB	11	6%
MSCF / B	58	30%
Intersections	21	11%
Total	193	100%

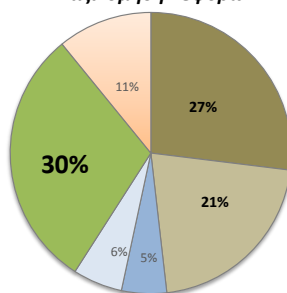
93 cases (48%) : Αναμένονται αμελητέες δομικές βλάβες ακόμα και για πολύ ισχυρούς σεισμούς (Κεφάλαιο 2.2.3)

Δεν εξετάστηκαν

Αναμένεται να είναι οι πλέον ευάλωτες / Προτεινόμενη Μέθοδος

Δεν εξετάστηκαν

Ταξινόμηση Γεφυρών



■ FR ■ MSCF ■ SSSS / MSSS ■ MSCB ■ MSCF / B ■ Intersections

SYNERGY RESEARCH PROJECT OCT '13 - JAN '15



Σχήμα 9: Ταξινόμηση Γεφυρών Αττικής Οδού

Εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας

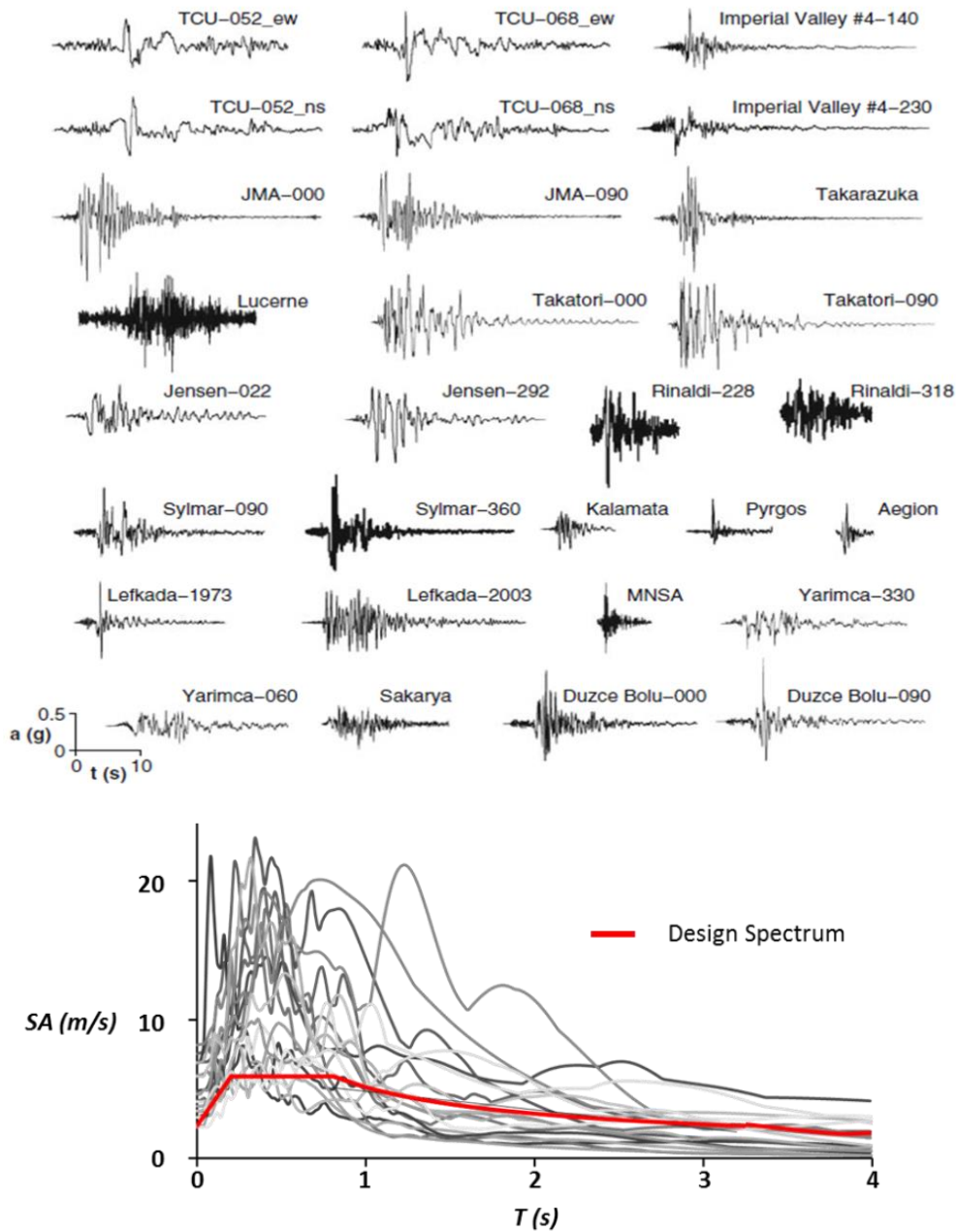
Οι μέθοδοι που χρησιμοποιούνται για τον χαρακτηρισμό της σεισμικής επικινδυνότητας διακρίνονται σε προσδιοριστικούς και στοχαστικούς. Η προσέγγιση που επιλέγεται είναι η χρήση χαρακτηριστικών σεισμικών σεναρίων από τα οποία δημιουργούνται τα πεδία των αναμενόμενων σεισμικών διαταραχών τα οποία και εισάγονται στα μοντέλα κινδύνου.

Εξίσου σημαντική με την επιλογή χαρακτηριστικών σεισμικών σεναρίων είναι και η επιλογή των κατάλληλων μεγεθών έντασης της σεισμικής διαταραχής (Intensity Measures) σε σχέση με τις υπό εξέταση κατασκευές του αυτοκινητοδρόμου.

Επιλογή σεισμικών καταγραφών

Το γεγονός ότι διαφορετικές σεισμικές καταγραφές ίδιας έντασης μπορούν να παρουσιάσουν σημαντικές διαφορές ως προς τις δομικές βλάβες που προκαλούν καταδεικνύει τη σημασία των διαφόρων χαρακτηριστικών μίας σεισμικής διέγερσης. Φυσικά μεγέθη όπως η συχνότητα της διέγερσης ή η διάρκεια της, έχουν πολύ μεγάλη επίδραση στην συμπεριφορά των κατασκευών και ως εκ τούτου δεν μπορούν να αγνοηθούν.

Προκειμένου να ληφθεί υπόψη η επίδραση των διαφόρων χαρακτηριστικών επιλέχθηκαν 30 πραγματικές καταγραφές σεισμών μικρής, μέσης και μεγάλης έντασης τόσο από την Ελλάδα και το εξωτερικό. Επιπρόσθετα οι καταγραφές αυτές κλιμακώθηκαν με βάση τη μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (Peak Ground Acceleration) από 0.1g έως 1.g προκειμένου σε κάθε στάθμη έντασης να υπάρχουν καταγραφές με διαφορετικά χαρακτηριστικά. Με τον τρόπο αυτό δημιουργήθηκε μία ευρεία βάση 300 επιταχυνσιογραφημάτων. Οι καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν παρουσιάζονται στο **Σχήμα 10** μαζί με τα αντίστοιχα φάσματα και το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ που ακολουθήθηκε.



Σχήμα 10: 30 Πραγματικές σεισμικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν στις αναλύσεις και τα ελαστικά φάσματα μαζί με το φάσμα σχεδιασμού του ΕΑΚ.

Μεγέθη Έντασης (*Intensity Measures*)

Η μέγιστη εδαφική επιτάχυνση (PGA) ή η μέγιστη εδαφική ταχύτητα (PGV) είναι μεγέθη που χρησιμοποιούνται ευρέως για να περιγράψουν την ένταση μίας σεισμική διέγερσης. Παρόλα αυτά είναι κοινά αποδεκτό ότι μεγάλος δείκτης PGA ή PGV δεν οδηγεί πάντα σε μεγάλες δομικές βλάβες. Η ύπαρξη πληθώρας μεγεθών έντασης, καθιστά αναγκαία την διερεύνηση της καταλληλότητας και αποτελεσματικότητας κάθε ενός ξεχωριστά στην εκτίμηση της καταστρεπτικότητας ενός σεισμού.

Στη κατεύθυνση αυτή επιλέχθηκαν 19 συνολικά μεγέθη έντασης κάθε ένα από τα οποία περιγράφει διαφορετικά χαρακτηριστικά της διέγερσης. Συνολικά δέκα από αυτά (PGA, PGV, PGD, IA, ARMS, VRMS, DRMS, IC, SMA, SMV) σχετίζονται με τις χρονοϊστορίες εδαφικής επιτάχυνσης, ταχύτητας και μετακίνησης ενώ τα υπόλοιπα εννέα μεγέθη σχετίζονται με άλλα επιμέρους χαρακτηριστικά της διέγερσης (φασματικά χαρακτηριστικά, χρονικές διάρκειες). Τα 19 αυτά μεγέθη έντασης παρουσιάζονται αναλυτικά στον **Πίνακα 3**, όπως αναπτύχθηκαν στην ερευνητική εργασία Garini & Gazetas, 2013. Για κάθε μία από τις 377 χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν τα 19 μεγέθη έντασης υπολογίστηκαν με χρήση του λογισμικού Seismosignal.

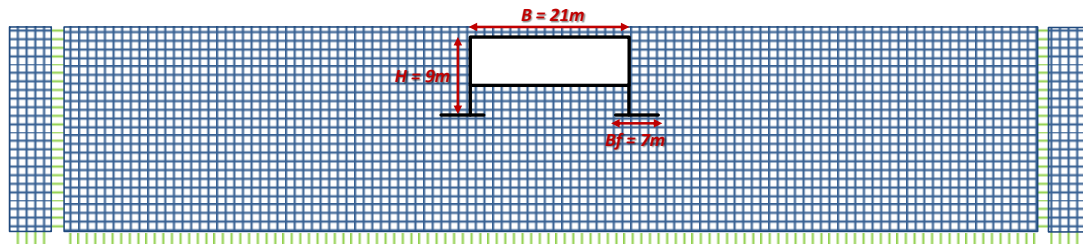
Πίνακας 3. Ορισμοί 19 Μεγέθων Έντασης (Garini & Gazetas, 2013).

<i>Seismological Index</i>	<i>Definition</i>
Peak Ground Acceleration, PGA	Highest absolute peak in the acceleration time-history.
Peak Ground Velocity, PGV	Highest absolute peak in the velocity time-history.
Peak Ground Displacement, PGD	Highest absolute peak in the displacement time-history.
RMS Acceleration, A_{RMS}	$A_{RMS} = \sqrt{\frac{\int A^2(t) dt}{T_D}}$ <i>T_D = length of record, A(t) = ground acceleration.</i>
RMS Velocity, V_{RMS}	$V_{RMS} = \sqrt{\frac{\int V^2(t) dt}{T_D}}$ <i>T_D = length of record, V(t) = ground acceleration.</i>
RMS Displacement, D_{RMS}	$D_{RMS} = \sqrt{\frac{\int D^2(t) dt}{T_D}}$ <i>T_D = length of record, D(t) = ground acceleration.</i>
Arias Intensity, I_A	$I_A = \frac{\pi}{2g} \int A^2(t) dt$ <i>A(t) = ground acceleration.</i>
Characteristic Intensity, I_C	$I_C = (A_{RMS})^2 \sqrt{T_D}$ <i>T_D = length of record.</i>

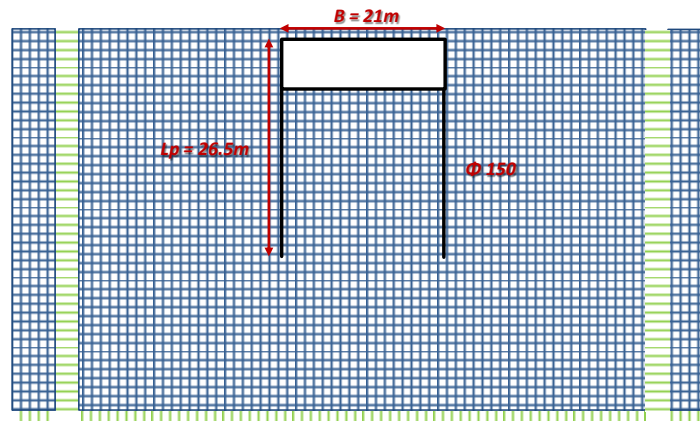
Specific Energy Density, S_E	$S_E = \frac{V_S \rho_S}{4} \int V^2(t) dt$ <p><i>V_S = wave velocity, ρ_S = mass density.</i></p>
Cumulative Absolute Velocity, CAV	$CAV = \sum_{i=1}^N H(PGA_i - A_{min}) \int_{t_i}^{t_{i+1}} A(t) dt$ <p><i>N = number of 1-second time windows in the time series, PGA_i = PGA of time window i, t_i = start time of window i, A_{min} = acceleration threshold (user-defined but commonly 0.025g), and H(x) = Heaviside step function (unity for x>0 and 0 otherwise).</i></p>
Acceleration Spectrum Intensity, ASI	$ASI = \int S_A(5\%, T) dT$ <p><i>SA(5%, T) = spectral acceleration for 5% damping, T = natural period.</i></p>
Velocity Spectrum Intensity, VSI	$VSI = \int S_V(5\%, T) dT$ <p><i>SA(5%, T) = spectral acceleration for 5% damping, T = natural period.</i></p>
Housner Intensity, I_H	$I_H = \int_{0.1}^{2.5} S_V(T, \xi = 5\%) dT$ <p><i>SV(T, ξ) = pseudo-velocity spectrum.</i></p>
Sustained Maximum Acceleration, SMA	<i>The third highest absolute peak in the acceleration time-history.</i>
Sustained Maximum Velocity, SMV	<i>The third highest absolute peak in the velocity time-history.</i>
Acceleration Parameter A₉₅	<i>The level of acceleration which contains up to 95% of the Arias Intensity.</i>
Predominant Period, T_P	<i>The period of the maximum spectral 5% damping acceleration</i>
Mean Period, T_{mean}	$T_{mean} = \frac{\sum \left(\frac{C_i^2}{f_i} \right)}{\sum C_i^2}$ <p><i>C_i = Fourier amplitude for frequency f_i in the range 0.25–20 Hz.</i></p>
Significant Duration, D_{sig}	<i>is the interval of time between the accumulation of 5% and 95% of Arias Intensity.</i>

Τρωτότητα πλαισιωτών κατασκευών

Οι πλαισιωτές κατασκευές ενός ή περισσότερων ανοιγμάτων αποτελούν το 48% των περιπτώσεων της Αττικής Οδού επομένως η εξέτασή τους κρίθηκε απαραίτητη. Εξετάστηκαν ενδεικτικά δύο περιπτώσεις πλαισιωτών κατασκευών, μία με επιφανειακή θεμελίωση και μία με θεμελίωση με πασσάλους. Η αριθμητική προσομοίωση των κατασκευών αυτών παρουσιάζεται στο **Σχήμα 11**.



Πλαισιωτή κατασκευή 1 / Επιφανειακή θεμελίωση



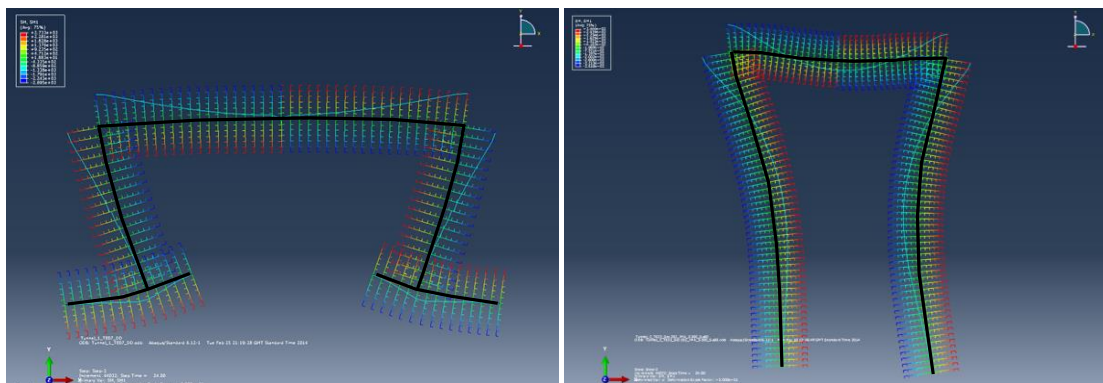
Πλαισιωτή κατασκευή 2 / Θεμελίωση με πασσάλους

Σχήμα 11: Αριθμητική προσομοίωση των 2 ενδεικτικών πλαισιωτών κατασκευών που εξετάστηκαν.

Πραγματοποιήθηκαν δυναμικές αναλύσεις στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS FEA προκειμένου να προσδιοριστεί η δυναμική απόκριση των πλαισιωτών κατασκευών. Η ανάλυση εξέτασε:

- Δύο τύποι πλαισιωτών κατασκευών
- Τρία εδαφικά προφίλ ($S_u=60\text{kPa}$, $S_u=100\text{kPa}$, $S_u=150\text{kPa}$)
- Πέντε σεισμικές διεγέρσεις (Aegion, Kalamata, Lefkada/2003, Rinaldi/228, Takatori/000)
- Κλιμάκωση διεγέρσεων έως και 300% με βάση το PGA
- Η δομική βλάβη εκφράζεται σε όρους degree of racking

Στο **Σχήμα 12** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε όρους καμπτικών ροπών των δύο υπό εξέταση πλαισιωτών κατασκευών για την πολύ ισχυρή καταγραφή Takatori/000 με κλιμάκωση 300% χρησιμοποιώντας το εδαφικό προφίλ: $S_u=60kPa$. Πρόκειται για το πλέον δυσμενές σενάριο από αυτά που εξετάστηκαν.



Σχήμα 12: Αποτελέσματα αναλύσεων σε όρους καμπτικών ροπών.

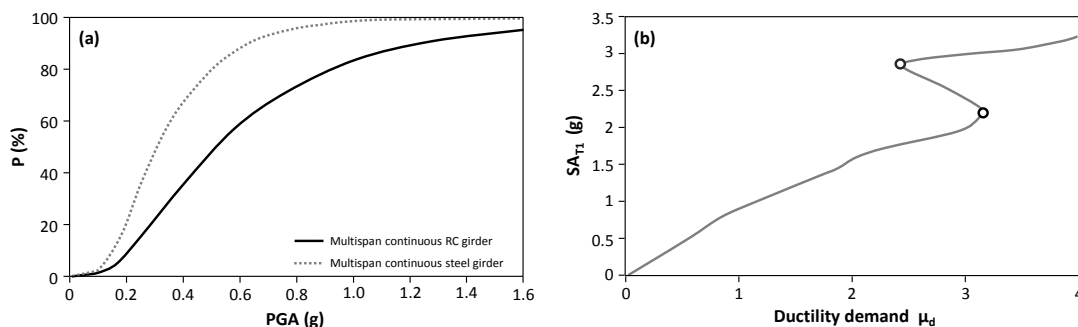
Τόσο στη συγκεκριμένη ανάλυση όσο και στις υπόλοιπες που πραγματοποιήθηκαν οι υπό εξέταση πλαισιωτές κατασκευές είχαν ελαστική απόκριση. Οι καμπτικές ροπές των κρίσιμων διατομών οι οποίες αναπτύχθηκαν δεν πλησίασαν τις πλαστικές τους τιμές ακόμα και για ακραία σεισμικά σενάρια. Με βάση τα αποτελέσματα των αναλύσεων οι πλαισιωτές κατασκευές δεν αναμένεται να αντιμετωπίσουν σοβαρές δομικές βλάβες και επομένως η διερεύνηση που ακολουθεί επικεντρώνεται στις υπόλοιπες περιπτώσεις γεφυρών.

Μέθοδος εκτίμησης σεισμικής βλάβης

Απαραίτητη προϋπόθεση για την ανάπτυξη ενός συστήματος RA.RE. είναι η χρησιμοποίηση μίας μεθόδου εκτίμησης της σεισμικής βλάβης. Ένας τρόπος που χρησιμοποιείται ευρέως προκειμένου να εκφραστεί η σεισμική τρωτότητα των υποδομών ενός αυτοκινητοδρόμου, ειδικότερα στην περίπτωση των γεφυρών, είναι οι καμπύλες τρωτότητας (fragility curves). Οι καμπύλες αυτές περιγράφουν την πιθανότητα ένα δομικό στοιχείο να βρεθεί ή να υπερβεί μια συγκεκριμένη κατάσταση βλάβης (Damage State) για δεδομένη σεισμική ένταση. Οι καμπύλες αυτές διακρίνονται σε (α) καμπύλες που προκύπτουν με βάση την κρίση εμπειρογνομόνων, (β) εμπειρικές με βάση τις καταστροφές μετά από σεισμούς και (γ) αναλυτικές που βασίζονται σε αριθμητικές αναλύσεις.

Αν και στην βιβλιογραφία είναι διαθέσιμη πληθώρα τέτοιων καμπυλών για γέφυρες συνήθως αυτές αναφέρονται σε ένα μόνο στοιχείο της γέφυρας το οποίο θεωρείται αντιπροσωπευτικό της συνολικής τρωτότητας. Ένα ακόμα χαρακτηριστικό των συγκεκριμένων καμπυλών είναι ότι χρησιμοποιούν ένα μέγεθος έντασης (IM), αυτό που κρίνεται ως το πλέον κατάλληλο για την υπό εξέταση κατασκευή.

Ένας ακόμα διαδεδομένος τρόπος έκφρασης της σεισμικής τρωτότητας κατασκευών είναι οι καμπύλες «αυξητικής δυναμικής ανάλυσης» (Incremental Dynamic Analysis curves). Οι καμπύλες αυτές προκύπτουν από αναλύσεις σε μία κατασκευή με κλιμακούμενη αύξηση της έντασης της καταγραφής που χρησιμοποιείται. Σε αυτή την περίπτωση χρησιμοποιούνται μεγέθη όπως ο λόγος απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας, προκειμένου να εκφραστεί η δομική βλάβη της κατασκευής ενώ όπως και στις καμπύλες τρωτότητας χρησιμοποιείται ένα μέγεθος έντασης του σεισμού.



Σχήμα 13: (α) Καμπύλες τρωτότητας και (β) IDA curves

Στο **Σχήμα 13** παρουσιάζονται ενδεικτικά καμπύλες τρωτότητας και «αυξητικής δυναμικής ανάλυσης» από τις εργασίες των Nielson & Desroches [2007] και Vamvatsikos & Cornell [2002] αντίστοιχα. Οι καμπύλες αυτές παρότι ακολουθούν

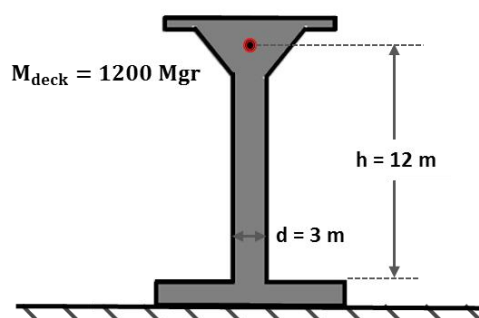
μία εντελώς διαφορετική προσέγγιση για την εκτίμηση της δομικής βλάβης, χρησιμοποιούν και οι δύο ένα μεμονωμένο μέγεθος έντασης του σεισμού.

Απλοποιητικές παραδοχές προσομοίωσης βάρου

Προκειμένου να εξεταστεί η καταλληλότητα των διαθέσιμων μεθόδων και των διαφόρων μεγεθών έντασης να εκτιμήσουν την καταστρεπτικότητα ενός σεισμού σε μία γέφυρα αυτοκινητοδρόμου εξετάστηκε ένα ενδεικτικό παράδειγμα. Επιλέχθηκε ένα χαρακτηριστικό βάρου της γέφυρας Hanshin Expressway Fukae το οποίο έχει μελετηθεί διεξοδικά στο παρελθόν [Αναστασόπουλος Ι., Λώλη Μ., Γκαζέτας Γ. 2010].

Το βάρου θεωρήθηκε ως ενδεικτικό της συνολικής τρωτότητας της γέφυρας και εξετάστηκε στην εγκάρσια διεύθυνση με θεώρηση προβόλου με πάκτωση στη βάση. Αυτή είναι μια προσέγγιση ευρέως χρησιμοποιούμενη και βασίζεται στο γεγονός ότι η μάζα και η δυσκαμψία του στύλου είναι σημαντικά μικρότερη από την αντίστοιχη του καταστρώματος. Η ορθότητα αυτής της προσέγγισης εξετάζεται στο επόμενο κεφάλαιο της ερευνητικής εργασίας. Ο μονοβάθμιος ταλαντωτής που μελετήθηκε παρουσιάζεται στο **Σχήμα 14** και έχει τα ακόλουθα χαρακτηριστικά:

- $m = 1200 \text{ Mgr}$
- $h = 12 \text{ m}$
- $d = 3 \text{ m}$
- $T = 0.48\text{s}$



Σχήμα 14: Γέφυρα Fukae (Hanshin Expressway Route 3) μετά το σεισμό του Kobe 1995, γεωμετρικά χαρακτηριστικά βάρου γέφυρας.

Μέθοδος ανάλυσης

Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 300 αναλύσεις στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS με βάση 30 πραγματικές καταγραφές οι οποίες κλιμακώθηκαν συναρτήσει του PGA. Στόχος της ανάλυσης ήταν να διερευνηθεί αν υπάρχει συσχέτιση ανάμεσα σε κάποιο μέγεθος έντασης (IM) από τα 19 που εξετάστηκαν και τους 3 δείκτες δομικής βλάβης που επιλέχθηκαν (Damage Indexes).

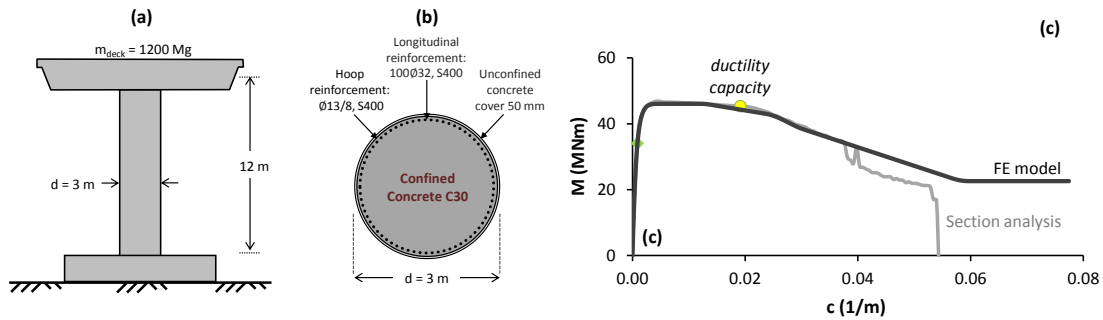
Η μάζα του μονοβάθμιου συστήματος ($m = 1200 \text{ Mgr}$) τοποθετήθηκε 12m ψηλότερα από τη στάθμη θεμελίωσης. Το βάθρο προσομοιώνεται με γραμμικά στοιχεία δοκού κυκλικής διατομής ($r=1.5 \text{ m}$). Η απόκριση του συστήματος εξετάζεται τόσο σε στατικές όσο και δυναμικές φορτίσεις σε όρους μη-γραμμικής συμπεριφοράς. Σε όλα τα στάδια της ανάλυσης τα φαινόμενα P-δ λαμβάνονται υπόψη ενώ η συμπεριφορά του βάρου ακολουθεί το κριτήριο διαρροής Von Misses με μη γραμμική κινηματική κράτυνση. Το προσομοίωμα αυτό αναπτύχθηκε προκειμένου να περιγράψει την ανελαστική συμπεριφορά μετάλλων. Προκειμένου να περιγράψει σωστά τη συμπεριφορά του βάρου σε μακροσκοπικό επίπεδο Ροπή-Καμπυλότητα απαιτείται κατάλληλη βαθμονόμηση. Η προσομοίωση του softening γίνεται με χρήση κατάλληλης υπορουτίνας στο κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS. Η βαθμονόμηση των παραμέτρων ακολούθησε την εξής μεθοδολογία:

Οπλισμός Βάρου – Ανάλυση διατομής

Ο οπλισμός του βάρου κυκλικής διατομής ακολούθησε τις διατάξεις του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ, 2000) για υποστυλώματα με αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Για εδαφική επιτάχυνση $A=0.24g$, συντελεστή συμπεριφοράς $q=2$ με ιδιοπερίοδο $T=0.48s$ και εδαφικές συνθήκες Β η φασματική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι $SA=0.3g$. Ο υπολογισμένος οπλισμός του βάρου είναι:

- Διαμήκης 100 $\emptyset 32$
- Εγκάρσιος $\emptyset 13/8$

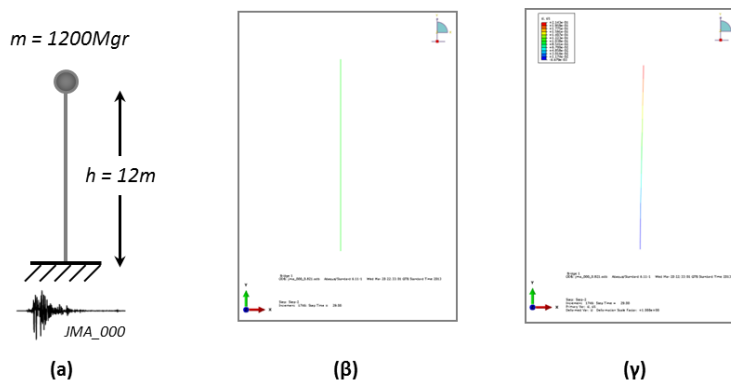
Προκειμένου να υπολογιστεί το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας της διατομής του βάρου πραγματοποιήθηκε ανάλυση διατομής με χρήση του λογισμικού USC_RC programme (Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members". University of South California, 2001). Τα γεωμετρικά χαρακτηριστικά και ο οπλισμός του βάρου παρουσιάζονται στο **Σχήμα 15** ενώ στο ίδιο σχήμα παρουσιάζεται και το διάγραμμα ροπής καμπυλότητας.



Σχήμα 15: (α) Οπλισμός του βάρου (ΕΚΩΣ, 2000), (β) χαρακτηριστικά μονοβάθμιου ταλαντωτή (γ) βαθμονόμηση βάρου προκειμένου η καμπύλη ροπής καμπυλότητας να προσεγγίζει την αντίστοιχη που προέκυψε από ανάλυση διατομής (USC-RC).

Δυναμική Φόρτιση

Χρησιμοποιήθηκαν συνολικά 300 χρονοϊστορίες για τις οποίες καταγράφηκαν τόσο η χρονοϊστορία σχετικών μετακινήσεων (drift) όσο και η χρονοϊστορία ροπής καμπυλότητας. Ως δείκτες δομικής βλάβης επιλέχθηκαν η μέγιστη και η παραμένουσα σχετική μετακίνηση του βάρου καθώς και η απαιτούμενη ως προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα του βάρου σε όρους καμπυλοτήτων (max drift ratio, residual drift ratio, μ_d/μ_c). Η διατιθέμενη πλαστιμότητα του βάρου υπολογίστηκε: $\frac{\mu_{demand}}{\mu_{capacity}} = 16.6$. Το προσομοίωμα που χρησιμοποιήθηκε στον κώδικα πεπερασμένων στοιχείων ABAQUS παρουσιάζεται στο Σχήμα 8 μετά την επιβολή δυναμικής φόρτισης από την καταγραφή JMA_000.



Σχήμα 16: (α),(β) Προσομοίωμα βάρου (γ) παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις για την καταγραφή JMA_000.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων συγκεντρώθηκαν και παρουσιάζονται ενδεικτικά στον Πίνακα 4 και περιλαμβάνουν 19 μεγέθη έντασης και 3 δείκτες δομικής βλάβης για τις 300 χρονοϊστορίες που χρησιμοποιήθηκαν.

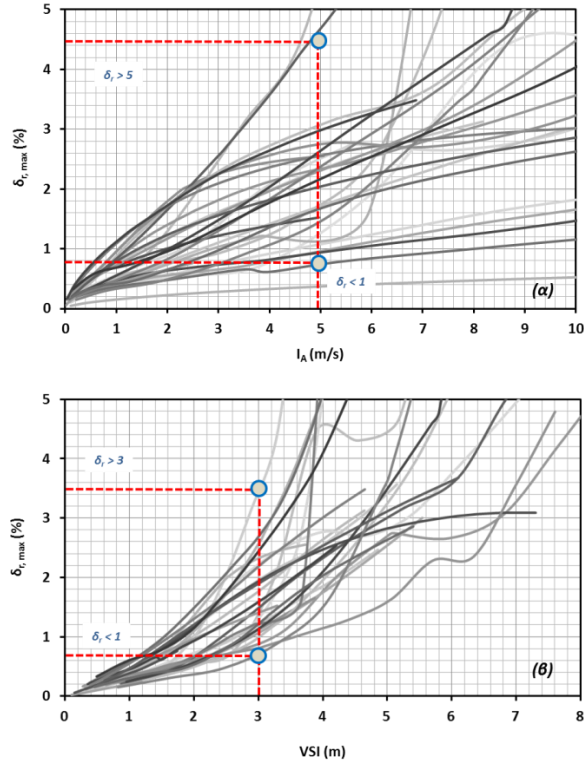
Πίνακας 4. Βάση δεδομένων αναλύσεων 30 πραγματικών καταγραφών.

REAL RECORDS											IM-DPI									
	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Arms (g)	Vrms (cm/s)	Drms (cm)	IA (m/s)	Ic	SE (cm ² /s)	CAV (cm/s)	ASI (g*s)	VSI (cm)	IH (cm)	SMA (g)	SMV (cm/s)	A95 (g)	TP (s)	Tmean (s)	Dsig (s)	
TAKATORI_000	0.61	127	36	0.15	31	10	8.63	0.29	23523	2399	0.53	580	586	0.48	70	0.60	1.2	1.1	11.3	
TAKATORI_090	0.62	121	33	0.14	27	9	8.09	0.28	18263	2114	0.71	505	511	0.57	77	0.60	0.2	1.0	9.9	
JMA_000	0.82	81	18	0.14	16	4	8.38	0.27	7582	2021	0.72	417	362	0.62	55	0.80	0.3	0.6	8.1	
JMA_090	0.60	74	20	0.12	14	4	5.42	0.21	5047	1681	0.54	292	262	0.56	39	0.59	0.4	0.6	9.5	
TAKARA_ZUKA_090	0.69	85	17	0.11	14	4	3.93	0.17	3935	1103	0.69	312	298	0.53	50	0.69	0.5	0.6	3.6	
MNSA	0.51	15	4	0.08	3	2	0.75	0.06	86	347	0.27	51	40	0.34	14	0.51	0.2	0.2	3.0	
PYRGOS	0.44	20	2	0.05	3	1	0.33	0.03	82	226	0.28	64	37	0.09	4	0.44	0.3	0.3	3.6	
AEGIO	0.39	38	5	0.08	8	2	0.52	0.05	324	247	0.27	106	86	0.19	13	0.38	0.5	0.5	1.5	
KALAMATA	0.27	24	6	0.07	7	2	0.73	0.06	451	421	0.30	103	93	0.20	21	0.27	0.3	0.5	3.7	
LEFKADA_2003	0.43	36	51	0.11	10	33	3.97	0.17	1914	1461	0.50	149	126	0.39	31	0.42	0.5	0.5	9.2	
LEFKADA_1973	0.53	55	12	0.07	8	2	1.35	0.08	1145	610	0.41	206	154	0.09	12	0.53	0.5	0.6	4.9	
TCU_052EW	0.35	175	476	0.08	52	291	2.65	0.12	71112	1416	0.21	317	377	0.27	136	0.35	1.1	1.6	14.7	
TCU_052NS	0.44	220	787	0.08	62	601	2.78	0.12	118132	1439	0.27	381	414	0.16	171	0.43	1.1	1.5	15.6	
TCU_068EW	0.49	273	716	0.08	67	516	3.02	0.13	129572	1467	0.46	301	346	0.45	137	0.48	0.4	1.5	11.8	
TCU_068NS	0.35	289	891	0.09	97	589	2.98	0.13	203859	1528	0.25	260	286	0.28	115	0.34	0.8	1.3	12.7	
RINALDI_228	0.84	166	28	0.20	30	10	7.31	0.31	10769	1575	0.65	510	457	0.62	46	0.83	0.7	0.7	7.0	
RINALDI_318	0.47	73	20	0.15	21	7	3.89	0.19	5404	1282	0.51	299	297	0.41	60	0.47	0.3	0.6	7.3	
JENSEN_022	0.42	106	43	0.09	24	12	2.61	0.12	11701	1200	0.29	284	309	0.29	74	0.41	0.8	1.2	11.0	
JENSEN_292	0.59	99	24	0.13	24	6	5.56	0.22	11316	1522	0.45	504	462	0.44	71	0.58	1.1	1.0	5.6	
SYLMAR_090	0.60	78	17	0.12	19	7	2.54	0.14	4358	932	0.42	259	261	0.35	49	0.60	0.5	0.8	5.7	
SYLMAR_360	0.84	129	32	0.18	29	11	4.84	0.24	8398	1084	0.82	390	388	0.28	42	0.84	0.4	0.7	4.6	
DUZE-BOLU_000	0.73	56	24	0.11	14	9	3.68	0.16	3762	1282	0.64	235	211	0.44	41	0.72	0.3	0.5	8.4	
DUZE-BOLU_090	0.82	62	13	0.09	13	5	2.37	0.12	3192	933	0.48	255	237	0.33	26	0.82	0.4	0.7	7.9	
LUCERNE_000	0.70	31	34	0.12	7	19	5.16	0.20	1344	1937	0.38	111	92	0.59	29	0.69	0.1	0.2	13.1	
YARIMCA_060	0.23	90	198	0.06	26	151	1.31	0.07	17757	996	0.22	150	156	0.19	84	0.23	0.5	1.3	13.3	
YARIMCA_330	0.32	87	149	0.06	22	105	1.32	0.07	12357	1010	0.22	169	175	0.23	47	0.32	0.4	1.3	15.0	
SAKARYA_TRANS	0.33	81	211	0.07	27	170	1.14	0.07	11883	724	0.26	134	129	0.23	57	0.32	0.3	0.5	7.9	
IV#04_140	0.49	37	20	0.05	8	7	1.34	0.06	2470	827	0.36	188	177	0.27	34	0.48	0.2	0.7	6.7	
IV#04_230	0.36	77	59	0.04	16	13	0.93	0.05	9556	758	0.24	148	180	0.24	43	0.36	0.2	1.3	10.3	

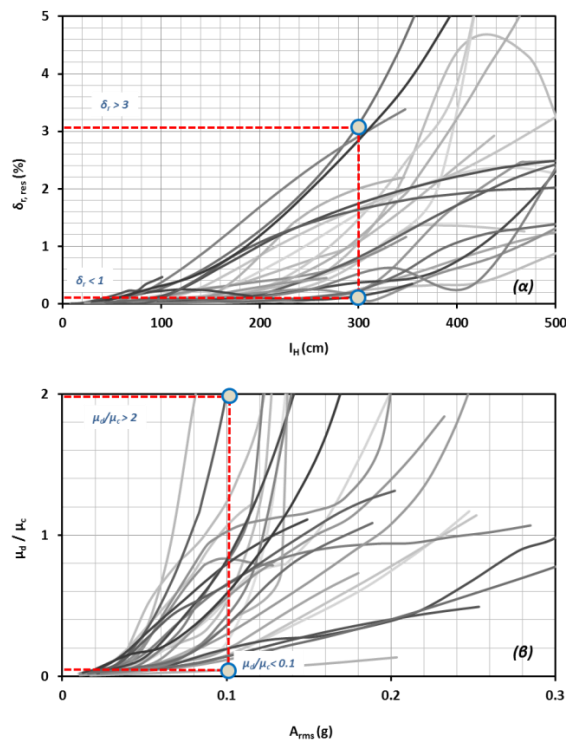
REAL RECORDS	Damage Indexes					
	D_{max}	D_{res}	$Drift_{max}$ ratio (%)	$Drift_{res}$ ratio (%)	μ_{demand} C_u	$\mu d/\mu c$
TAKATORI_000	0.57	0.55	4.8	4.6	43.19	2.57
TAKATORI_090	0.45	0.35	3.8	2.9	39.37	2.34
JMA_000	0.32	0.22	2.6	1.8	15.82	0.94
JMA_090	0.28	0.26	2.3	2.2	14.89	0.89
TAKARAZUKA_090	0.16	0.02	1.3	0.2	7.76	0.46
MNSA	0.01	0.00	0.1	0.0	0.22	0.01
PYRGOS	0.03	0.01	0.2	0.1	0.59	0.03
AEGIO	0.06	0.00	0.5	0.0	1.59	0.09
KALAMATA	0.07	0.03	0.6	0.2	2.11	0.13
LEFKADA_2003	0.07	0.03	0.6	0.2	2.36	0.14
LEFKADA_1973	0.16	0.13	1.4	1.0	7.76	0.46
TCU_052EW	0.14	0.04	1.1	0.3	8.12	0.48
TCU_052NS	0.26	0.22	2.2	1.8	14.74	0.88
TCU_068EW	0.31	0.23	2.6	1.9	19.00	1.13
TCU_068NS	0.12	0.06	1.0	0.5	5.18	0.31
RINALDI_228	0.34	0.29	2.8	2.4	15.80	0.94
RINALDI_318	0.10	0.02	0.8	0.1	4.61	0.27
JENSEN_022	0.25	0.20	2.1	1.6	16.26	0.97
JENSEN_292	0.33	0.29	2.7	2.4	13.34	0.79
SYLMAR_090	0.20	0.17	1.6	1.4	12.10	0.72
SYLMAR_360	0.20	0.08	1.7	0.7	10.53	0.63
DUZE-BOLU_000	0.09	0.05	0.7	0.4	4.25	0.25
DUZE-BOLU_090	0.24	0.17	2.0	1.4	13.41	0.80
LUCERNE_000	0.05	0.02	0.4	0.1	0.95	0.06
YARIMCA_060	0.05	0.02	0.4	0.1	1.50	0.09
YARIMCA_330	0.07	0.02	0.6	0.2	2.78	0.17
SAKARYA_TRANS	0.05	0.00	0.4	0.0	1.07	0.06
IV#04_140	0.11	0.04	0.9	0.3	5.03	0.30
IV#04_230	0.06	0.02	0.5	0.1	1.71	0.10

Αποτελεσματικότητα μεγεθών έντασης

Χρησιμοποιώντας τα αποτελέσματα των αναλύσεων ελέγχθηκε η αποτελεσματικότητα κάθε ενός μεγέθους έντασης να εκτιμήσει τη δομική βλάβη του βάρου. Τα γραφήματα τα οποία εξήχθησαν στοχεύουν στο να δείξουν πιθανή συσχέτιση ανάμεσα στα μεγέθη έντασης και τους δείκτες δομικής βλάβης. Ενδεικτικά παρουσιάζονται 4 από αυτά στα **Σχήματα 17, 18**. Η εικόνα που παρατηρείται και στα 19 μεγέθη έντασης οδηγεί στο συμπέρασμα ότι κανένα μέγεθος δε μπορεί μεμονωμένα να εκτιμήσει με ικανοποιητική ακρίβεια την αναμενόμενη δομική βλάβη. Προκύπτει έτσι η ανάγκη να διερευνηθεί αν συσχετίζοντας στατιστικά περισσότερα από ένα μεγέθη έντασης μπορεί να επιτευχθεί ικανοποιητική εκτίμηση ενός δείκτη βλάβης.



Σχήμα 17: Συσχέτιση ανάμεσα σε (α) Arias Intensity και (β) VSI με την μέγιστη σχετική μετακίνηση $\delta_{r,max}$.



Σχήμα 18: Συσχέτιση ανάμεσα σε (α) Housner Intensity με παραμένουσα σχετική μετακίνηση και (β) Arms με μ_d / μ_c .

Συσχέτιση μεγεθών έντασης - Ανάπτυξη πολυπαραμετρικής εξίσωσης

Το γεγονός ότι κανένα μέγεθος έντασης δεν μπορεί να εκτιμήσει την αναμενόμενη δομική βλάβη κάθε κατασκευής, ήταν σχετικά αναμενόμενο. Αυτός είναι και ο λόγος που οι περισσότερες ερευνητικές προσπάθειες αποσκοπούν στον προσδιορισμό του καταλληλότερου μεγέθους για την υπό εξέταση κατασκευή.

Στο παρούσα ερευνητική εργασία επιχειρήθηκε με διαφορετική προσέγγιση, να εξεταστεί κατά πόσο είναι εφικτό να συσχετιστούν και να χρησιμοποιηθούν περισσότερα από ένα μεγέθη έντασης. Στο πλαίσιο αυτό πραγματοποιήθηκε επεξεργασία των αποτελεσμάτων των αναλύσεων με χρήση προχωρημένων οικονομετρικών μοντέλων από τον επίκουρο καθηγητή Π. Αναστασόπουλο του πανεπιστημίου SUNY Buffalo. Τα αποτελέσματα της εργασίας του συνοψίζονται στις τρεις πολυπαραμετρικές εξισώσεις που ακολουθούν οι οποίες εκτιμούν τους δείκτες δομικής βλάβης χρησιμοποιώντας πλήθος μεγεθών έντασης με κατάλληλους στατιστικούς δείκτες:

$Drift_{max}Ratio$

$$= e^{\left[\begin{aligned} &0.70612 \times LN(PGA) + 12.97257 \times \frac{1}{PGV} - 2.50142 \times \frac{1}{\sqrt{PGD}} - 3.18861 \times ARMS^2 + 1.46808 \times \frac{1}{\sqrt{DRMS}} - 0.18791 \times \frac{1}{\sqrt{IC}} \\ &- 11.8121 \times \frac{1}{\sqrt{SE}} + 212.77053 \times \frac{1}{CAV} + 0.10551 \times \sqrt{VSI} - 0.04486 \times \sqrt{IH} - 0.02203 \times \frac{1}{SMA} + 3.05564 \times \frac{1}{SMV} \\ &+ 0.1741 \times LN(TP) - 0.28233 \times \frac{1}{TMEAN} + 0.18476 \times \sqrt{DSIG} \end{aligned} \right]}$$

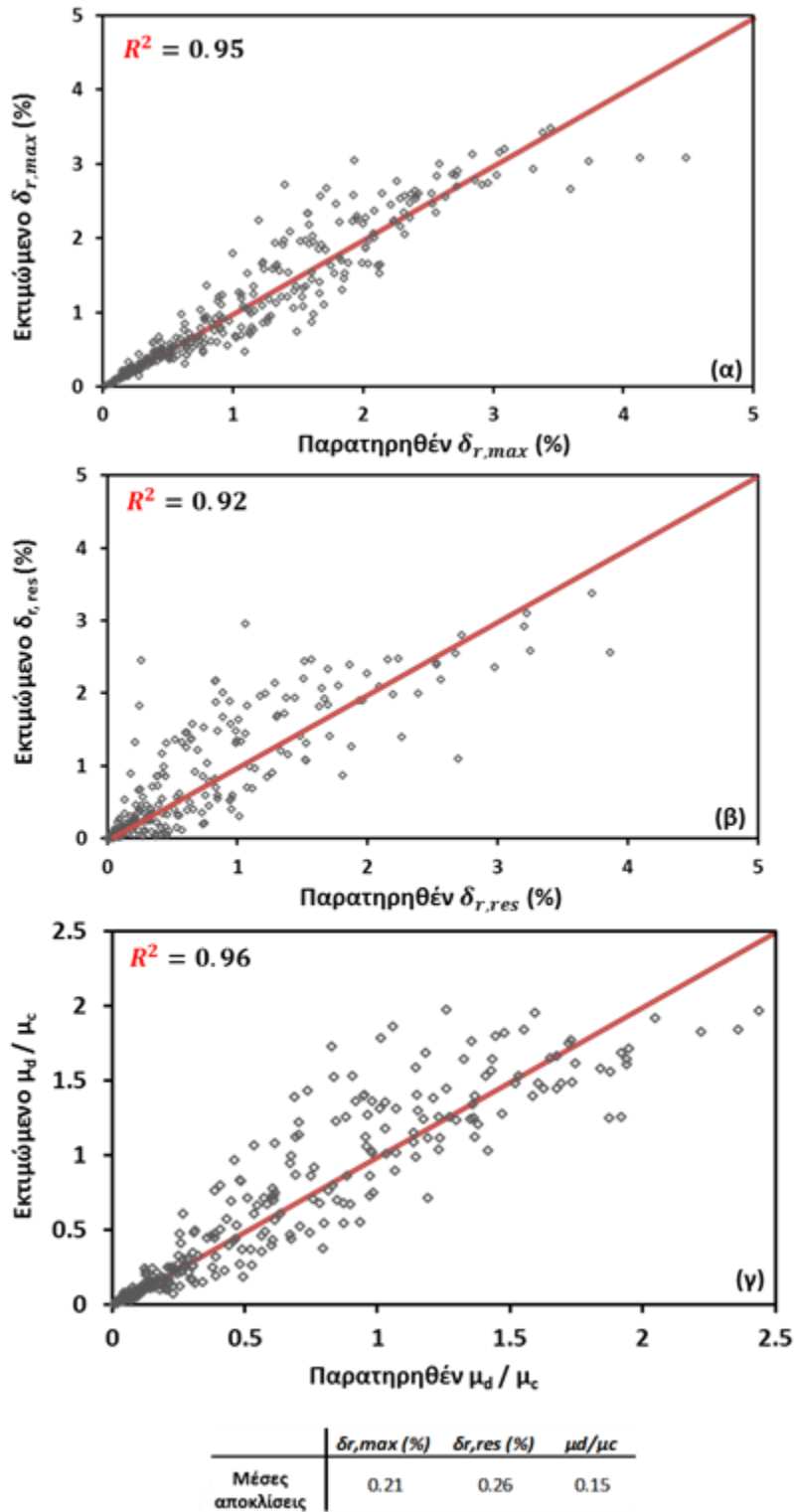
$Drift_{res}Ratio$

$$= e^{\left[\begin{aligned} &3.43909 \times \sqrt{PGA} + 21.66195 \times \frac{1}{PGV} - 0.00013519 \times \frac{1}{ARMS^2} - 0.13401 \times LN(DRMS) - 0.22024 \times IA - 4.25419 \times \sqrt{IC} \\ &+ 0.00187 \times CAV - 0.5073 \times \frac{1}{\sqrt{ASI}} - 37.86229 \times \frac{1}{\sqrt{VSI}} + 0.00000591 \times IH^2 - 2.10909 \times \sqrt{SMA} \\ &+ 5.63051 \times TP - 4.13821 \times TP^2 - 1.31971 \times \frac{1}{\sqrt{DSIG}} \end{aligned} \right]}$$

$\frac{\mu d}{\mu c}$

$$= e^{\left[\begin{aligned} &3.48948 \times \sqrt{PGA} + 7.75634 \times \frac{1}{PGV} - 2.69217 \times \frac{1}{PGD} - 10.19223 \times ARMS^2 + 1.06649 \times \frac{1}{\sqrt{DRMS}} + 2.34031 \times \sqrt{IC} \\ &- 30.07042 \times \frac{1}{SE^2} + 7037.14915 \times \frac{1}{CAV^2} - 38.85989 \times \frac{1}{\sqrt{VSI}} + 78.64505 \times \frac{1}{IH} - 0.00024402 \times \frac{1}{SMA^2} \\ &+ 0.00000964 \times SMV^2 - 0.87646 \times A95^2 - 1.51743 \times \frac{1}{\sqrt{TMEAN}} \end{aligned} \right]}$$

Οι αποκλίσεις ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και των προτεινόμενων πολυπαραμετρικών εξισώσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 19**. Προκύπτει άμεσα το συμπέρασμα ότι η συσχέτιση περισσότερων μεγεθών έντασης οδηγεί σε πιο ικανοποιητική εκτίμηση των δομικών βλαβών ενός σειμού.



Σχήμα 19: Αποτελέσματα ανάλυσης και εκτιμήσεις πολυπαραμετρικών εξισώσεων για **(α)** μέγιστη σχετική μετακίνηση $\delta_{r,max}$, **(β)** παραμένουσα σχετική μετακίνηση $\delta_{r,res}$ και **(γ)** απαιτούμενη προς διατιθέμενη πλαστιμότητα $\mu_{demand} / \mu_{capacity}$.

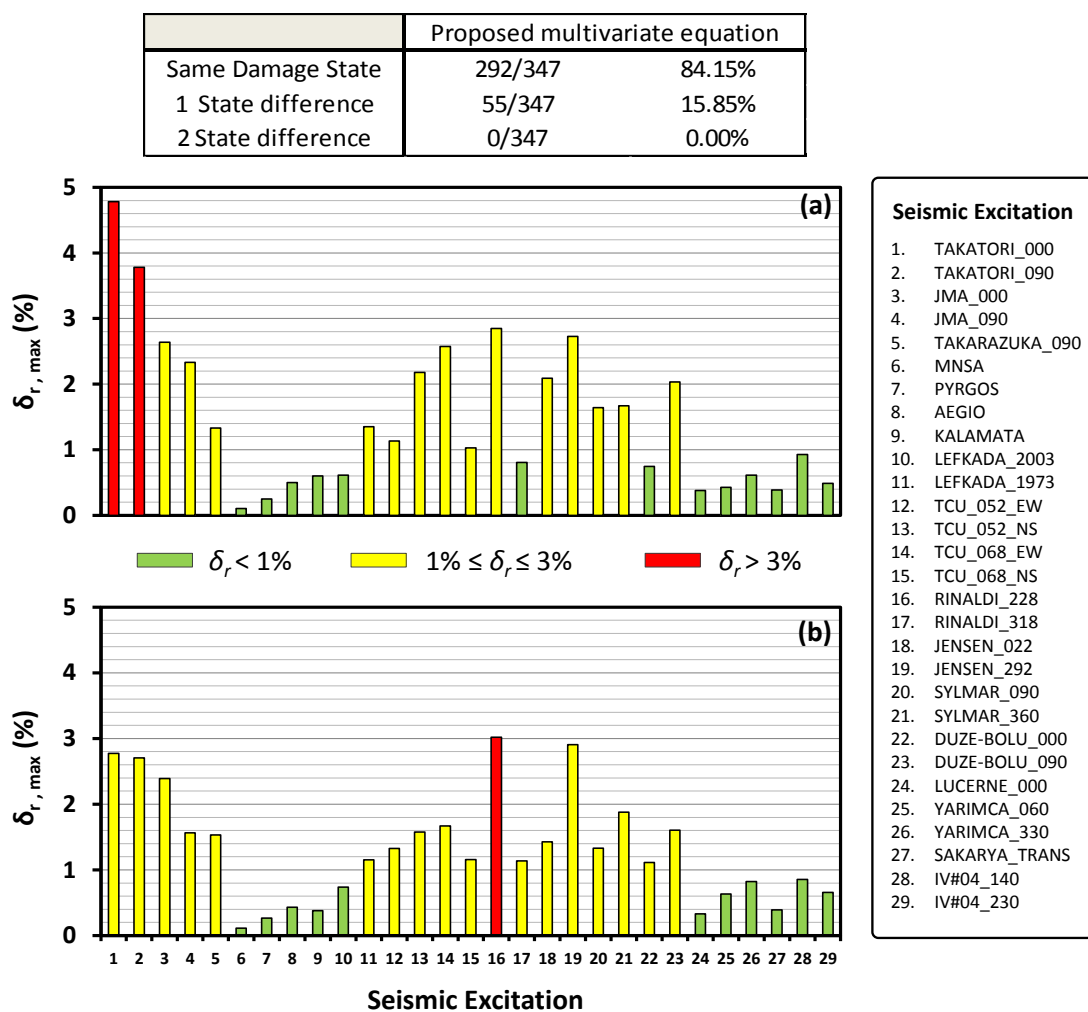
Αποδοτικότητα πολυπαραμετρικών εξισώσεων

Προκειμένου να προσδιορισθεί η αποδοτικότητα των προτεινόμενων πολυπαραμετρικών εξισώσεων χρησιμοποιήθηκαν συγκεκριμένες στάθμες επιτελεστικότητας. Η χρήση των εξισώσεων έγκειται στα πλαίσια ενός συστήματος άμεσης απόκρισης επομένως η αποδοτικότητα τους κρίνεται από την ικανότητα τους να προβλέπουν σωστά την αναμενόμενη στάθμη δομικής βλάβης.

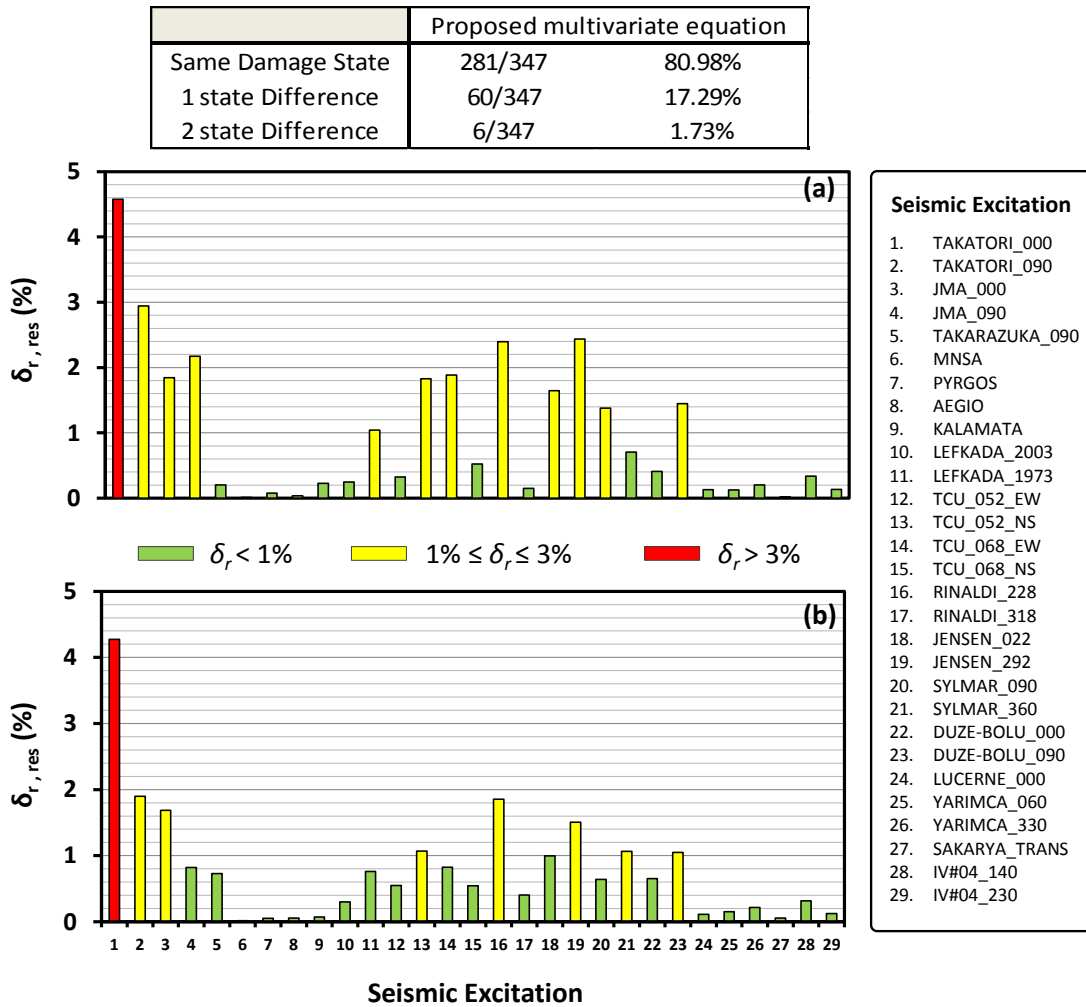
Τα **Σχήματα 20, 21, 22** παρουσιάζουν τη σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάσεις στάθμες επιτελεστικότητας. Παρουσιάζουν επίσης τις πραγματικές καταγραφές στις οποίες ελέγχονται οι 3 εξισώσεις και τις στάθμες επιτελεστικότητας που επιλέχθηκαν συναρτήσει τόσο της σχετικής μετακίνησης του βάρου όσο και της απαιτούμενης προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα. Στο σύνολο των αναλύσεων και οι τρεις εξισώσεις εμφανίζουν σωστή πρόβλεψη της στάθμης επιτελεστικότητας σε επίπεδο μεγαλύτερο του 80% ενώ το σφάλμα (διαφορά μεγαλύτερη της μίας στάθμης) είναι μικρότερο του 3%.

Με βάση τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν ως μέθοδος εκτίμησης της σεισμική βλάβης επιλέγονται οι πολυπαραμετρικές εξισώσεις των στατιστικώς σημαντικών μεγεθών έντασης (IM's) της μορφής:

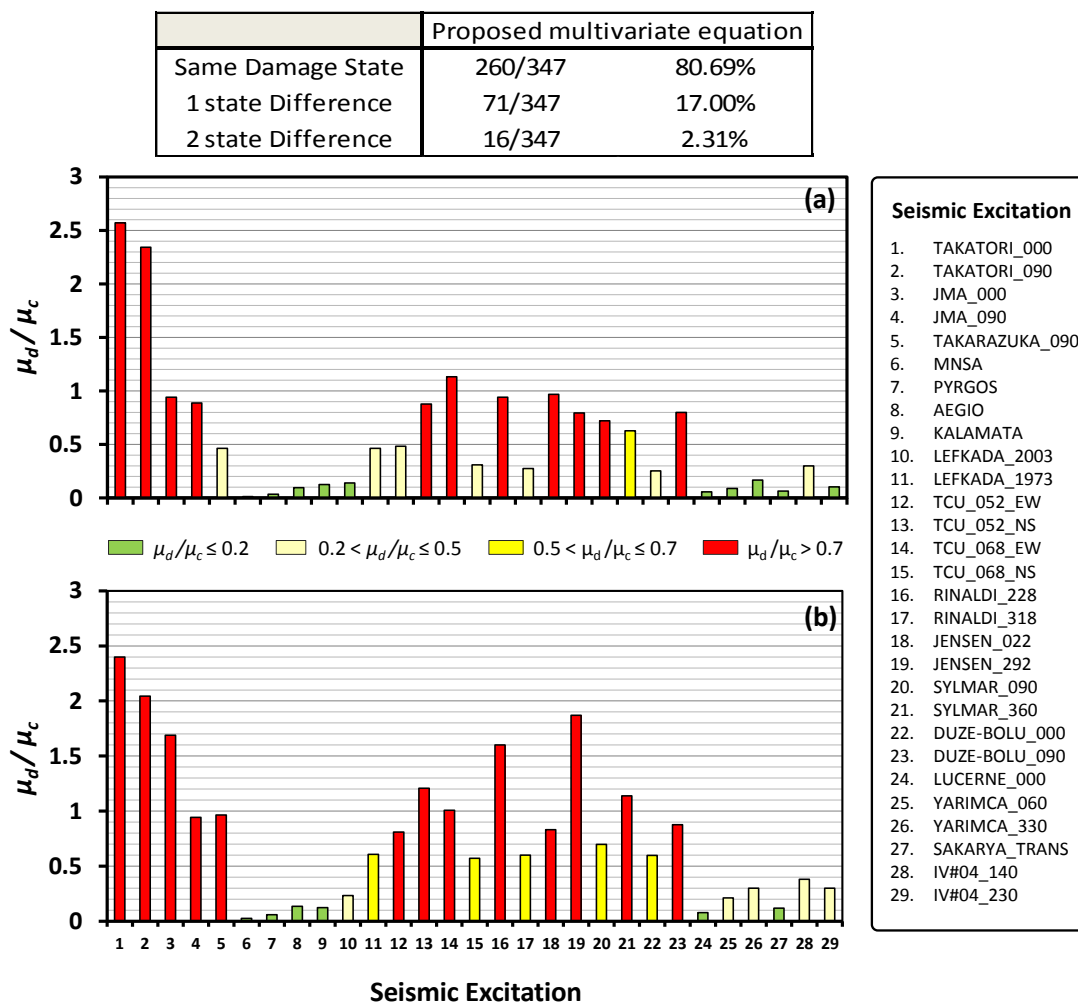
$$DI = f(IM_1, IM_2, \dots, IM_n)$$



Σχήμα 20: Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για τη μέγιστη σχετική μετακίνηση.



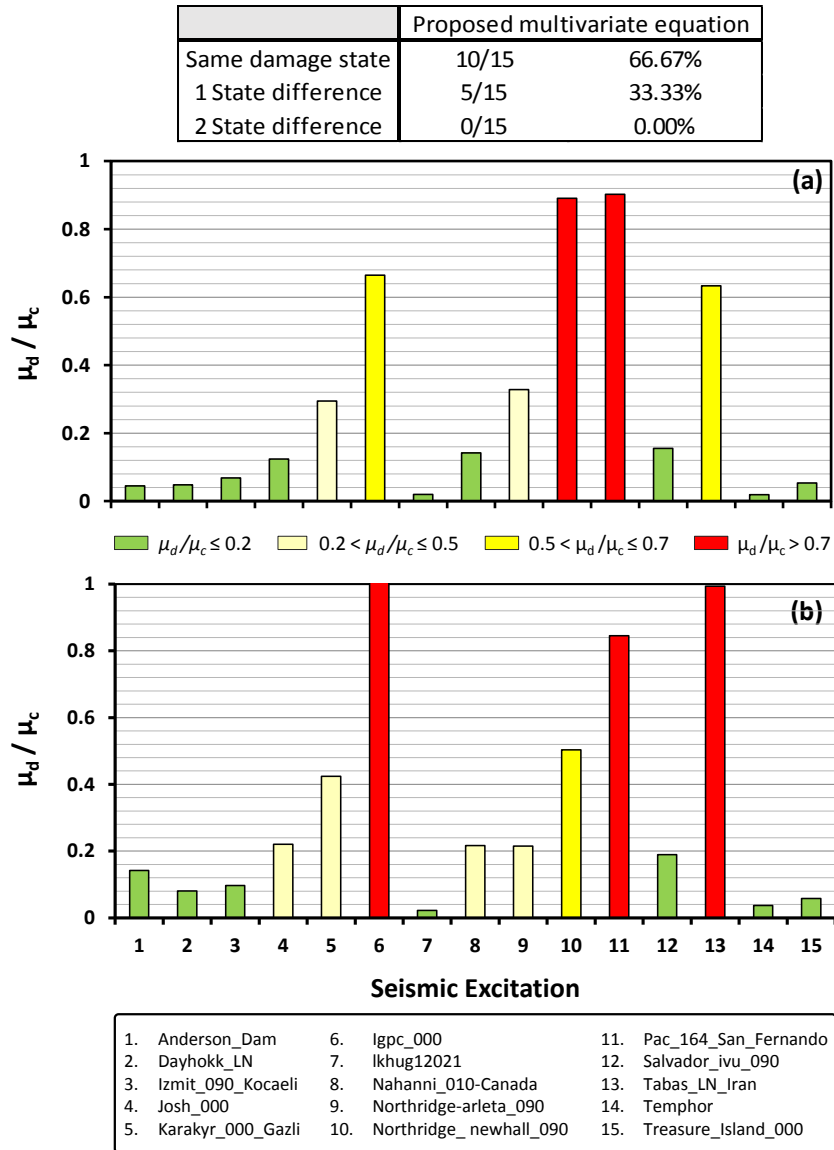
Σχήμα 21: Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για την παραμένουσα σχετική μετακίνηση.



Σχήμα 22: Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για την απαιτούμενη προς τη διατιθέμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων.

Σε μια προσπάθεια να επαληθευτεί η αποδοτικότητα των προτεινόμενων εξισώσεων, ελέγχθηκαν σε 15 πραγματικούς σεισμούς εκτός βάσης δεδομένων. Οι αναλύσεις αυτές μπορούν να θεωρηθούν μια δοκιμή των εξισώσεων σε

πραγματικές συνθήκες. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 23** δίνοντας μια αρκετά ικανοποιητική εικόνα.



Σχήμα 23: Σύγκριση ανάμεσα στα αποτελέσματα της ανάλυσης και τις εκτιμήσεις των πολυπαραμετρικών εξισώσεων με βάση στάθμες επιτελεστικότητας για 15 πραγματικές καταγραφές εκτός βάσης δεδομένων.

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα οι προτεινόμενες πολυπαραμετρικές σχέσεις κρίνονται ως ιδιαίτερα ικανοποιητική μέθοδος εκτίμησης της σεισμικής βλάβης για τους σκοπούς ενός συστήματος RA.RE.

Απλοποιημένη μέθοδος προσομοίωσης τυπικών γεφυρών αυτοκινητοδρόμων

Ως μέθοδος εκτίμησης της σεισμική βλάβης επιλέγονται οι πολυπαραμετρικές εξισώσεις των στατιστικών σημαντικών μεγεθών έντασης (IM's). Η ανάπτυξη του συγκεκριμένου τύπου εξισώσεων προϋποθέτει την ύπαρξη ικανής βάσης δεδομένων δυναμικών αναλύσεων. Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιούνται 30 πραγματικές καταγραφές κλιμακούμενες συναρτήσεις του PGA από 0.1g έως 1g. Η προτεινόμενη βάση δεδομένων περιλαμβάνει επομένως 300 δυναμικές αναλύσεις όπως περιγράφεται αναλυτικά στα προηγούμενα.

Η πραγματοποίηση του ενός τέτοιο πλήθους αναλύσεων καθιστά την υιοθέτηση απλοποιητικών παραδοχών μια πρακτική αναγκαιότητα. Σε αυτή την κατεύθυνση αναπτύχθηκε λεπτομερές προσομοίωμα υφιστάμενης γέφυρας της Αττικής Οδού και συγκρίθηκε στη συνέχεια με απλοποιημένα προσομοιώματα. Αρχικά ελέγχθηκαν οι θεωρήσεις προβόλου και αμφίπακτου στύλου που αποτελούν ιδιαίτερα διαδεδομένες απλοποιήσεις στην εγκάρσια και στη διαμήκη διεύθυνση αντίστοιχα. Στη συνέχεια εξετάστηκε η επίδραση των διαφόρων δομικών μελών της γέφυρας, η αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής καθώς και η επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης (stoppers) καταλήγοντας στα τελικά προτεινόμενα απλοποιημένα προσομοιώματα.

Ανάπτυξη μεθοδολογία απλοποιημένης προσομοίωσης γεφυρών

Υπό εξέταση γέφυρα – Λεπτομερής προσομοίωση

Μία τυπική άνω διάβαση της Αττικής Οδού (A01/TE20), η οποία ανήκει στην κατηγορία MSCF/B, επιλέχθηκε και εξετάστηκε ως ενδεικτικό παράδειγμα. Παρά την απλότητά της, η συγκεκριμένη γέφυρα είναι αντιπροσωπευτική περίπου του 30% των περιπτώσεων του συγκεκριμένου αυτοκινητοδρόμου, αλλά και αρκετά συνήθης περίπτωση για αστικούς αυτοκινητοδρόμους γενικότερα. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 24 (α)** πρόκειται για μία συμμετρική γέφυρα 3-ανοιγμάτων με συνεχές προεντεταμένο κατάστρωμα στηριζόμενο σε δύο μονόστυλα κυκλικά βάθρα διατομής $d=2\text{m}$ και συνολικού ύψους $h=8.8\text{m}$. Τα βάθρα συνδέονται μονολιθικά με το κατάστρωμα ενώ η έδραση του καταστρώματος στα ακρόβαθρα γίνεται μέσω 4 ελαστομεταλλικών εφεδράνων. Κάθε εφέδρανο έχει ορθογωνικό σχήμα $0.3\text{ m} \times 0.5\text{ m}$ (διαμήκης \times εγκάρσια) ενώ το ύψος του ελαστομερούς είναι $t=63\text{mm}$. Τα βάθρα θεμελιώνονται μέσω τετραγωνικών επιφανειακών θεμελίων πλευράς $B=8\text{m}$ ενώ οι τοίχοι αντιστήριξης στα ακρόβαθρα έχουν ύψος $h=9\text{m}$ και πάχος $t=1.5\text{m}$. Η θεμελίωσή τους είναι ορθογωνική κάτοψης $7\text{m} \times 10.4\text{m}$.

Η σεισμική απόκριση της υπό εξέταση γέφυρας διερευνήθηκε χρησιμοποιώντας την αριθμητική προσομοίωση και την πραγματοποίηση δυναμικών αναλύσεων. Για το σκοπό αυτό αναπτύχθηκαν δύο αριθμητικά προσομοιώματα : (α) ένα απλούστερο 3D προσομοίωμα υιοθετώντας συνθήκες πάκτωσης στη βάση των βάθρων και των ακροβάθρων της γέφυρας (**Σχήμα 24 (b)**) ; και (β) ένα πιο λεπτομερές 3D προσομοίωμα που λαμβάνει υπόψη τη θεμελίωση, τους τοίχους αντιστήριξης και τις εδαφικές συνθήκες (**Σχήμα 24 (c)**). Η προσομοίωση του καταστρώματος και των βάθρων γίνεται και στις δύο περιπτώσεις χρησιμοποιώντας ελαστικά και ανελαστικά στοιχεία δοκού αντίστοιχα. Ο οπλισμός των μονόστηλων κυκλικών βάθρων ακολουθεί τις προδιαγραφές του Ελληνικού Κανονισμού Ωπλισμένου Σκυροδέματος (ΕΚΩΣ, 2000) για υποστυλώματα με υψηλές απαιτήσεις πλαστικότητας. Η ανελαστική συμπεριφορά του βάθρου περιγράφεται από την καμπύλη Ροπής – Καμπυλότητας (M-c) όπως προκύπτει από την ανάλυση διατομής του βάθρου χρησιμοποιώντας το λογισμικό USC-RC [2001].

Γραμμικά ελαστικά ελατήρια χρησιμοποιήθηκαν για την προσομοίωση της κατακόρυφης και της διατμητικής δυσκαμψίας των εφεδράνων καθώς και αντίστοιχοι αποσβεστήρες (**Σχήμα 24 (b)**):

$$K_{c,b} = \frac{E_c A}{t n} \quad (1)$$

$$K_{s,b} = \frac{G A}{t n} \quad (2)$$

$$C_{c,b} = \frac{2 K_{c,b} \xi}{\omega} \quad (3)$$

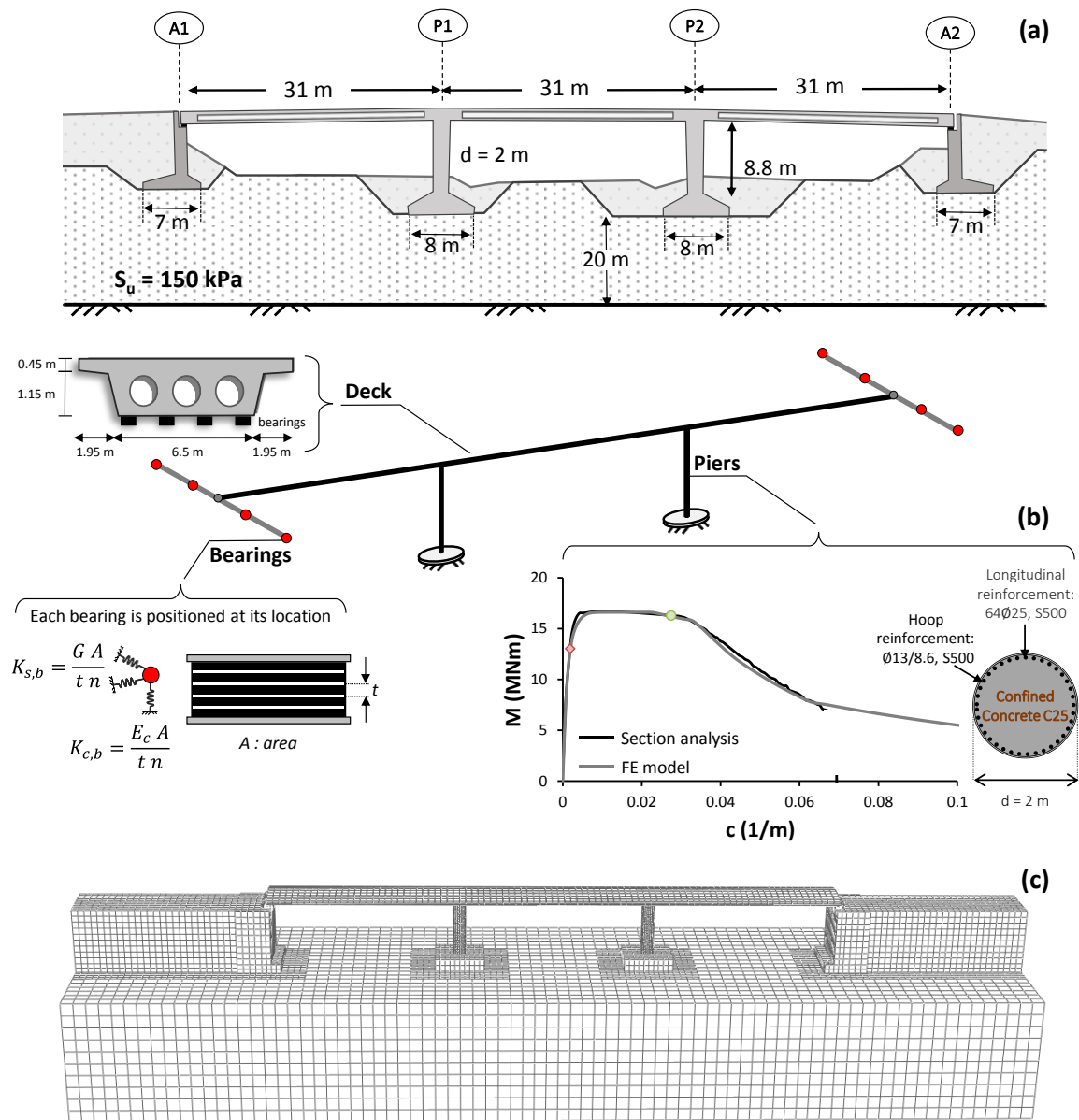
$$C_{s,b} = \frac{2 K_{s,b} \xi}{\omega} \quad (4)$$

Όπου E_c : το μέτρο ελαστικότητας του ελαστομερούς, A : το εμβαδόν της κάτοψης του εφεδράνου, t : το πάχος της κάθε στρώσης ελαστομερούς, ξ : η απόσβεση του υλικού του εφεδράνου και ω : η γωνιακή συχνότητα αναφοράς.

Στη περίπτωση του λεπτομερούς προσομοιώματος, για την προσομοίωση της θεμελίωσης και των τοίχων αντιστήριξης χρησιμοποιήθηκαν ελαστικά 8-κομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου με τις ιδιότητες του σκυροδέματος ($E=30\text{GPa}$). Χρησιμοποιήθηκε ένα ιδεατό εδαφικό προφίλ ομοιογενούς αργίλου αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150 \text{ kPa}$ συνολικού βάθους 20 m. Η προσομοίωση του εδάφους γίνεται επίσης με 8-κομβικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους λαμβάνεται υπόψη μέσω κατάλληλου καταστατικού προσομοιώματος όπως περιγράφεται αναλυτικά στις εργασίες των Gerolymos & Gazetas, [2005] και Anastasopoulos et al. [2011]

Κατάλληλα σύνορα ελεύθερου πεδίου χρησιμοποιήθηκαν στα πλευρικά όρια του προσομοιώματος ενώ στη βάση τοποθετήθηκαν αποσβεστήρες για την προσομοίωση του υποκείμενου εδαφικού ημίχωρου. Υιοθετήθηκε συντελεστής

τριβής $\mu=0.7$ στις διεπιφάνειες εδάφους σκυροδέματος που θεωρείται αρκετά ρεαλιστικός. Τέλος η προσομοίωση του επιχώματος πρόσβασης χρησιμοποιεί κατάλληλους κινηματικούς περιορισμούς στην εγκάρσια διεύθυνση προκειμένου να προσομοιώσει συνθήκες οπλισμένης-γης (ιδιαίτερα συνήθης περίπτωση σε γέφυρες αυτού του τύπου).



Σχήμα 24: Τυπική άνω διάβαση, A01/TE20 της Αττικής Οδού **(a)** γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, **(b)** προσομοίωμα που υιοθετεί συνθήκες πάκτωσης και **(c)** λεπτομέρες προσομοίωμα γέφυρας – θεμελίωσης – εδάφους.

Απλοποιημένη προσομοίωση γέφυρας

Όπως αναφέρθηκε και στην εισαγωγή του κεφαλαίου είναι αναγκαία η υιοθέτηση απλοποιητικών παραδοχών στην προσομοίωση των γεφυρών προκειμένου να πραγματοποιηθούν οι παραμετρικές αναλύσεις που απαιτούνται για την εξαγωγή πολυπαραμετρικών εξισώσεων. Η χρησιμοποίηση λεπτομερών προσομοιωμάτων όπως αυτό που αναπτύχθηκε θα ήταν ιδανικό ως προς την ακρίβεια της προσομοίωσης, ωστόσο σε συνδυασμό με το πλήθος των γεφυρών δεν αποτελεί μία ρεαλιστική επιλογή. Το συγκεκριμένο λεπτομερές προσομοίωμα θα χρησιμοποιηθεί ως αναφορά προκειμένου να ελεγχθεί η ακρίβεια των απλοποιημένων προσομοιωμάτων. Η επίδοση των απλοποιημένων προσομοιωμάτων ελέγχεται τόσο σε στατικές όσο και σε 30 συνολικά δυναμικές αναλύσεις. Η σύγκριση γίνεται σε όρους μέγιστης ($\delta_{r,max}$) και παραμένουσας σχετικής μετακίνησης ($\delta_{r,res}$) (drift) καθώς και σε όρους απαιτούμενης προς διατιθέμενη πλαστιμότητα (μ_d/μ_c).

[1]. Επίδραση δομικών μελών

Εγκάρσια διεύθυνση

Η απόκριση της γέφυρας κατά την εγκάρσια διεύθυνση συνηθίζεται να εξετάζεται απλοποιητικά με θεώρηση προβόλου του βάθρου της γέφυρας. Ενώ για τις μεγάλες γέφυρες πολλαπλών ανοιγμάτων αυτή η θεώρηση μπορεί να είναι αποδεκτή, για τις περιπτώσεις που εξετάστηκαν στη παρούσα εργασία μπορεί να οδηγήσει σε σοβαρά λάθη, αν δεν ληφθούν υπόψη η συμβολή του καταστρώματος και των εφεδράνων στήριξης. Προκειμένου αν διερευνηθεί η επίδραση του κάθε δομικού συστατικού αναπτύχθηκαν 3 απλοποιημένα προσομοιώματα και αξιολογήθηκαν συγκριτικά (**Σχήμα 26**)

Το πρώτο προσομοίωμα (System A) αποτελείται από ένα ισοδύναμο μονοβάθμιο σύστημα του βάθρου της γέφυρας αγνοώντας τη συνεισφορά του καταστρώματος. Όπως απεικονίζεται στο Σχήμα , το μονοβάθμιο σύστημα αποτελείται από έναν πρόβολο που έχει την ίδια δυσκαμψία, ύψος και συμπεριφορά σε όρους ροπής καμπυλότητας με το βάθρο της γέφυρα καθώς και μία συγκεντρωμένη μάζα m_p στη κορυφή του στύλου που υπολογίζεται ως εξής:

$$m_p = m_d \frac{K_p}{K_B} \quad (5)$$

όπου $K_p = 3EI_p/h^3$ (θεώρηση προβόλου) η δυσκαμψία του βάθρου, K_B η δυσκαμψία της γέφυρα συνυπολογίζοντας τη δυσκαμψία των εφεδράνων $K_{s,b}$:

$$K_B = \sum K_{s,b} + \sum K_p \quad (6)$$

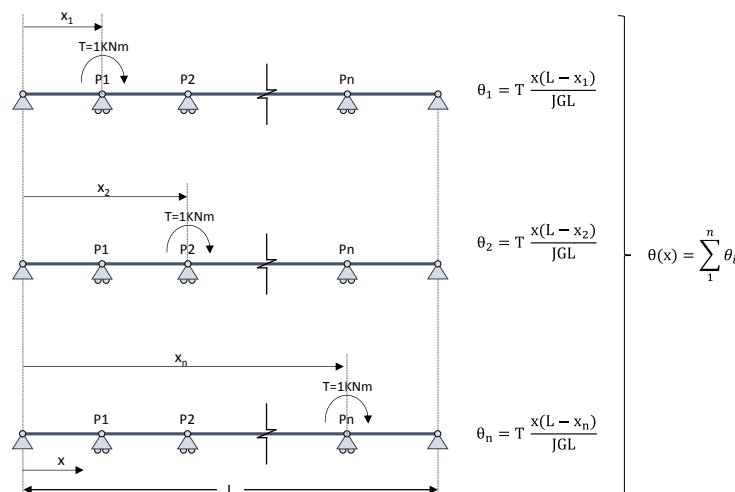
Το δεύτερο απλοποιημένο προσομοίωμα (System B) συνυπολογίζει τη δυσκαμψία των εφεδράνων με προσθήκη κατάλληλου μετακινησιακού ελατηρίου ($K_{s,t}$) και αποσβεστήρα ($C_{s,t}$) στην κορυφή του στύλου (**Σχήμα 26 (b)**):

$$K_{s,t} = \sum K_{s,b} \quad (7)$$

$$C_{s,t} = \frac{2 K_{s,t} \xi_s}{\omega} \quad (8)$$

όπου ξ_s ο συντελεστής απόσβεσης του υλικού των εφεδράνων και ω η γωνιακή συχνότητα της γέφυρας. Η μάζα του καταστρώματος κατανέμεται όπως και πριν.

Το τρίτο και πιο πλήρες απλοποιημένο προσομοίωμα (System C) συνυπολογίζει επιπρόσθετα τη στροφική δέσμευση που προσφέρει το κατάστρωμα στο βάθρο. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιείται κατάλληλο στροφικό ελατήριο ($K_{r,t}$) και αποσβεστήρας ($C_{r,t}$) (**Σχήμα 25 (c)**).



Σχήμα 25: Αναλυτικές σχέσεις για τον προσδιορισμό της στρεπτικής αντίστασης σε κάθε θέση του καταστρώματος με τη θεωρήσης αμφιέριστης δοκού.

Εάν το κατάστρωμα ήταν μονολιθικά συνδεδεμένο στα ακρόβαθρα η στροφική δυσκαμψία του ελατηρίου θα ήταν ίση με την στρεπτική δυσκαμψία του καταστρώματος σε κάθε θέση που μας ενδιαφέρει:

$$K_t(x) = T / \sum \theta_i \quad (9)$$

$$\theta_i = T \frac{x(L-x_i)}{JGL} \quad (10)$$

Όπου T η εφαρμοζόμενη στρέψη, J ο στρεπτικός συντελεστής του καταστρώματος, L το συνολικό μήκος του καταστρώματος, G ο συντελεστής διάτμησης του

καταστρώματος, x_i η θέση της εφαρμοζόμενης στρέψης και x η θέση του κρίσιμου βάθρου. Στο **Σχήμα 25** παρουσιάζεται ο τρόπος υπολογισμού της στρεπτικής δυσκαμψίας σε κάθε θέση του καταστρώματος θεωρώντας το συνεχή δοκό.

$$K_t = JG/L \quad (11)$$

Όπου. Στην πραγματικότητα όμως το κατάστρωμα συνδέεται με τα ακρόβαθρα μέσω του συστήματος εφεδράνων τα οποία έχουν τη δική τους στροφική συνεισφορά. Έτσι η συνολική στροφική δυσκαμψία του συστήματος προκύπτει από τη συνισταμένη των δύο μηχανισμών που δρουν σαν δύο παράλληλα ελατήρια:

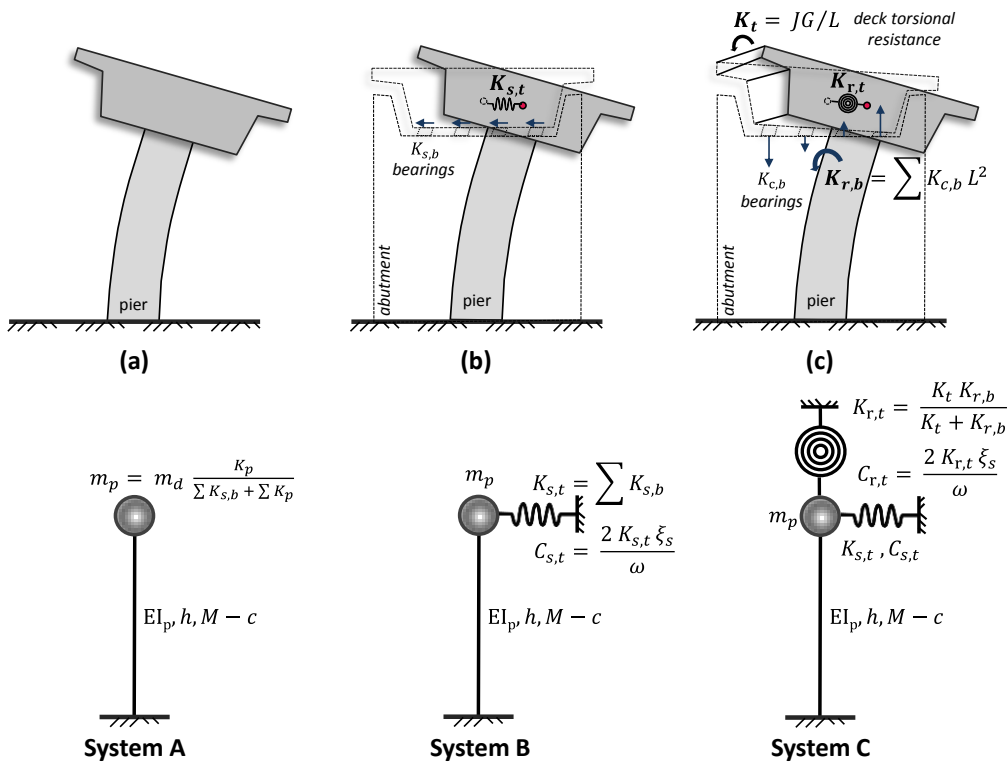
$$K_{r,t} = \frac{K_t K_{r,b}}{K_t + K_{r,b}} \quad (12)$$

Όπου $K_{r,b}$ η στροφική δυσκαμψία που προσφέρουν τα εφέδρανα των ακροβάθρων λειτουργώντας ως σύστημα. Όπως απεικονίζεται σχηματικά στο **Σχήμα 19** το σύστημα των εφεδράνων αντιστέκεται στη στρόφη του καταστρώματος μέσα από τις αξονικές δυνάμεις που αναπτύσσονται:

$$K_{r,b} = \sum K_{c,b} L^2 \quad (13)$$

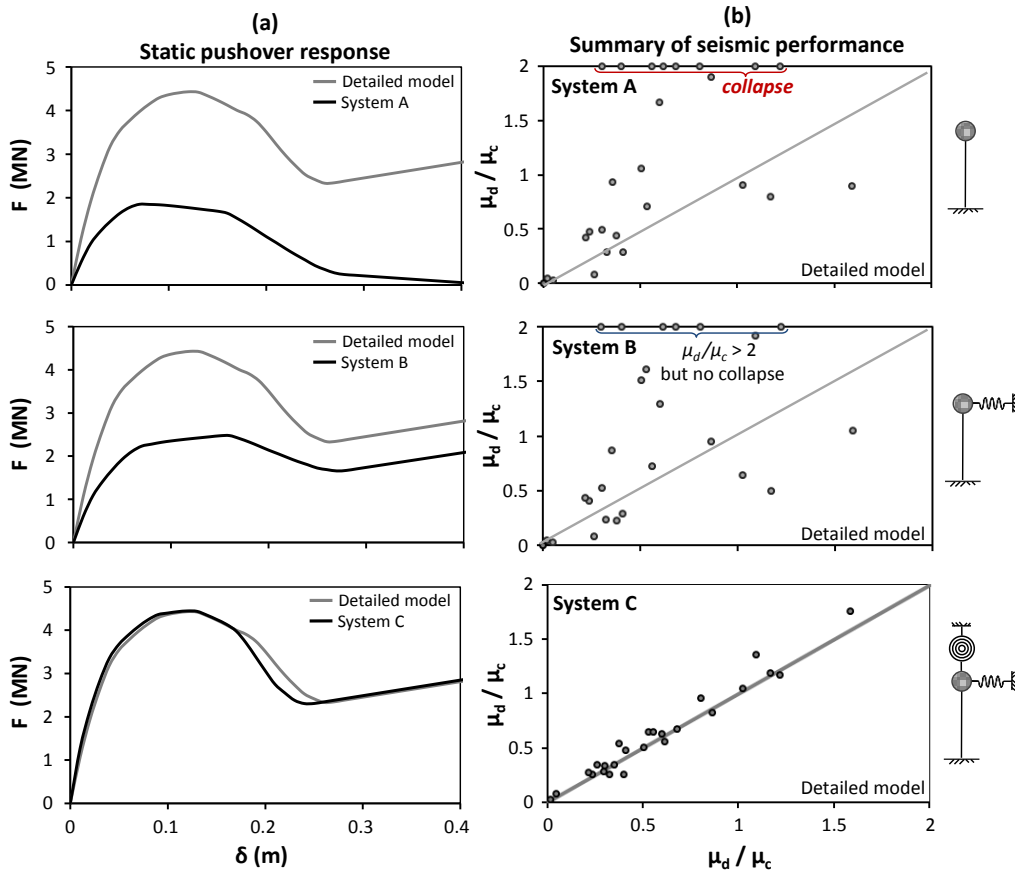
όπου $K_{c,b}$ η κατακόρυφη δυσκαμψία των εφεδράνων, και L η εγκάρσια απόσταση κάθε εφεδράνου από το κέντρο μάζας του καταστρώματος. Αντίστοιχα προστίθεται και στροφικός αποσβεστήρας ($C_{r,t}$):

$$C_{r,t} = \frac{2 K_{r,t} \xi_s}{\omega} \quad (14)$$



Σχήμα 26: Απλοποιημένα προσομοιώματα με συνθήκες πάκτωσης στην εγκάρσια διεύθυνση: **(a)** System A – πρόβολος **(b)** System B – συνυπολογίζονται τα εφέδρανα **(c)** System C – συνυπολογίζεται η στρεπτική αντίσταση του καταστρώματος και των εφεδράνων.

Η αποτελεσματικότητα των 3 απλοποιημένων προσομοιωμάτων παρουσιάζεται στο **Σχήμα 27** έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές 3D προσομοίωμα υιοθετώντας συνθήκες πάκτωσης (**Σχήμα 24 (b)**). Ο έλεγχος των απλοποιημένων προσομοιωμάτων γίνεται τόσο σε όρους στατικού pushover όσο και 30 δυναμικές αναλύσεις. Στην πρώτη περίπτωση η σύγκριση γίνεται σε όρους μονοτονικής καμπύλης δύναμης-μετακίνησης ($F-\delta$) (**Σχήμα 27 (α)**). Στη δεύτερη περίπτωση τα αποτελέσματα των 30 δυναμικών αναλύσεων συνοψίζονται σε σύγκριση σε όρους απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας πλήρους (observed) και απλοποιημένου (predicted) προσομοιώματος (**Σχήμα 27 (β)**).



Σχήμα 27: Σύγκριση ανάμεσα στα απλοποιημένα προσομοιώματα και στο λεπτομερές 3D υιοθετώντας συνθήκες πάκτωσης **(α)** σε όρους στατικού pushover (F - δ) και **(β)** σύνοψη δυναμικών αναλύσεων σε όρους μ_d/μ_c .

Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι το πρώτο σύστημα, η θεώρηση προβόλου, δεν είναι ρεαλιστικό διότι αποδείχθηκε ιδιαίτερα συντηρητική προσέγγιση. Σε όρους στατικού Pushover η αντίσταση του προβόλου είναι λιγότερη από την μισή αντίστοιχη του βάθρου του πλήρους προσομοιώματος (**Σχήμα 27 (α)**). Δεν προκαλεί επομένως έκπληξη η αντίστοιχα πολύ κακή επίδοση σε όρους μ_d/μ_c στις 30 δυναμικές αναλύσεις που πραγματοποιήθηκαν. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 27 (β)** στο 27% των αναλύσεων (8/30) ο πρόβλος κατέρρευσε σε αντίθεση με το βάθρο του λεπτομερούς προσομοιώματος. Στις περισσότερες μάλιστα από αυτές τις περιπτώσεις το βάθρο του πλήρους προσομοιώματος δεν εξάντλησε τη διατιθέμενη πλαστιμότητά του. Επομένως η μετακινησιακή και η στροφική συνεισφορά του καταστώματος και των εφεδράνων είναι πολύ σημαντική και θα πρέπει να λαμβάνονται υπόψη.

Αυτό επιτυγχάνεται μερικώς στο δεύτερο σύστημα (System B) εμφανίζοντας ήδη πολύ βελτιωμένη εικόνα σε σχέση με τη θεώρηση προβόλου. Τα αποτελέσματα όμως και πάλι δεν μπορούν να θεωρηθούν ικανοποιητικά όταν οι αποκλίσεις σε όρους μεγίστου σε στατική ανάλυση pushover είναι της τάξης του 40%. Αντίστοιχα μη αποδεκτή, αν και βελτιωμένη, είναι και η εικόνα των δυναμικών αναλύσεων

Από τα παραπάνω γίνεται σαφής η ανάγκη να συμπεριληφθεί στο προσομοίωμα και η στροφική συνεισφορά του καταστρώματος και των εφεδράνων. Το τρίτο απλοποιημένο προσομοίωμα (System C) συμπεριλαμβάνει και αυτούς τους παράγοντες εμφανίζοντας μία ιδιαίτερα ικανοποιητική εικόνα. Τόσο σε όρους στατικής ανάλυση pushover όσο και στις 30 δυναμικές αναλύσεις το απλοποιημένο προσομοίωμα εμφανίζει μεγάλη σύγκλιση με το πλήρες προσομοίωμα. Χρησιμοποιώντας τον στατιστικό δείκτη mean average percentage error (MAPE) οι αποκλίσεις των δύο προσομοιωμάτων εμφανίζονται της τάξης του 10% που μπορεί να θεωρηθεί πολύ καλός. Επομένως το τρίτο προσομοίωμα μπορεί να θεωρηθεί μία πολύ καλή προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς της πραγματικής γέφυρας. Σε σύγκριση με την ευρέως διαδεδομένη θεώρηση προβόλου, το προτεινόμενο σύστημα διατηρεί την ίδια απλότητα σε σχεδιασμό και ανάλυση μειώνοντας όμως θεαματικά τις αποκλίσεις με το λεπτομερές προσομοίωμα.

Διαμήκης διεύθυνση

Όπως και στην εγκάρσια διεύθυνση έτσι και στη διαμήκη εξετάστηκαν συνολικά τρία απλοποιημένα συστήματα τα οποία παρουσιάζονται στο **Σχήμα 28**. Αρχικά ελέγχθηκε η θεώρηση αμφίπακτου στύλου (System A) που αποτελεί και την πλέον διαδεδομένη απλοποίηση στην διαμήκη διεύθυνση. Η συγκεκριμένη προσέγγιση θεωρεί ότι η μονολιθική σύνδεση βάρου καταστρώματος προσφέρει πλήρη στροφική δέσμευση στην κορυφή του βάρου λόγω της πολύ μεγαλύτερης δυσκαμψίας του καταστρώματος σε σχέση με το βάρο. Όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 28 (a)** ο αμφίπακτος στύλος έχει την ίδια δυσκαμψία, ύψος και συμπεριφορά σε όρους M-c με το βάρο της γέφυρας. Η συγκεντρωμένη μάζα m_p στην κορυφή του βάρου υπολογίζεται με βάση την **εξ. (5)** με θεώρηση αυτή τη φορά αμφίπακτου στύλου: $K_p = 12EI_p/h^3$.

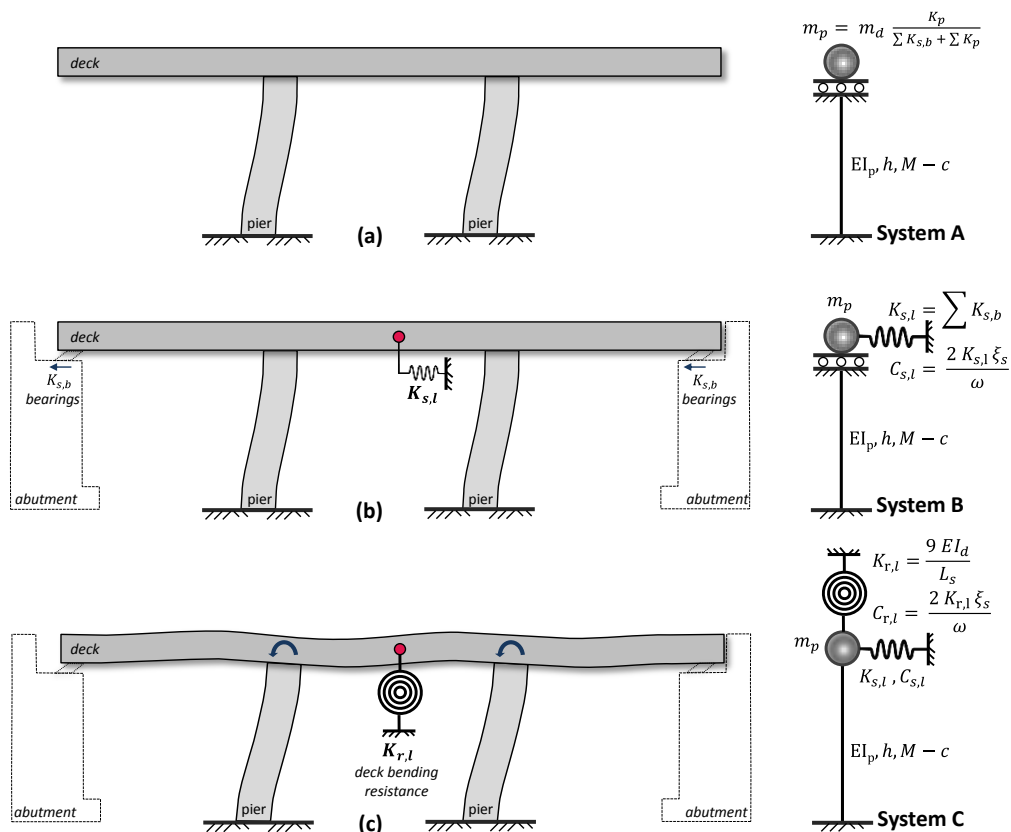
Όπως και στην εγκάρσια διεύθυνση το δεύτερο εξεταζόμενο σύστημα συνυπολογίζει τη συνεισφορά των εφεδράνων μέσω της μετακινησιακής τους δυσκαμψίας. Όπως παρουσιάζεται και στο **Σχήμα 28 (b)** αυτό επιτυγχάνεται με την προσθήκη κατάλληλου μετακινησιακού ελατηρίου ($K_{s,i}$) και αποσβεστήρα ($C_{s,i}$) στην κορυφή του αμφίπακτου στύλου σύμφωνα με τις **εξ. (6)**.

Το τελικό προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα, System C, συνυπολογίζει την πραγματική καμπτική αντίσταση του καταστρώματος αντικαθιστώντας την στροφική δέσμευση στην κορυφή του βάρου με κατάλληλο στροφικό ελατήριο ($K_{r,i}$) και αποσβεστήρα ($C_{r,i}$). Το στροφικό αυτό ελατήριο αντιπροσωπεύει την καμπτική αντίσταση του καταστρώματος και υπολογίζεται με βάση βιβλιογραφικές σχέσεις της στατικής θεωρώντας το κατάστρωμα ως συνεχή δοκό τριών ανοιγμάτων:

$$K_{r,l} = \frac{9EI_d}{L_s} \quad (15)$$

Όπου E και I_d : το μέτρο ελαστικότητας ($\Omega\Sigma$) και η ροπή αδράνειας του καταστρώματος, και L_s : το μήκος κάθε ανοίγματος. Με ανάλογο απλό τρόπο μπορεί να υπολογιστεί η καμπτική αντίσταση του καταστρώματος για διαφορετικό αριθμό ανοιγμάτων και μη συμμετρικά ανοίγματα. Ο αντίστοιχος αποσβεστήρας ($C_{r,l}$) υπολογίζεται όπως στις προηγούμενες περιπτώσεις:

$$C_{r,l} = \frac{2K_{r,l}\xi_s}{\omega} \quad (16)$$



Σχήμα 28: Απλοποιημένα προσομοιώματα με συνθήκες πάκτωσης στην εγκάρσια διεύθυνση: **(a)** System A – αμφίπακτος στύλος **(b)** System B – συνυπολογίζονται τα εφέδρανα **(c)** System C – συνυπολογίζεται η καμπτική αντίσταση του καταστρώματος.

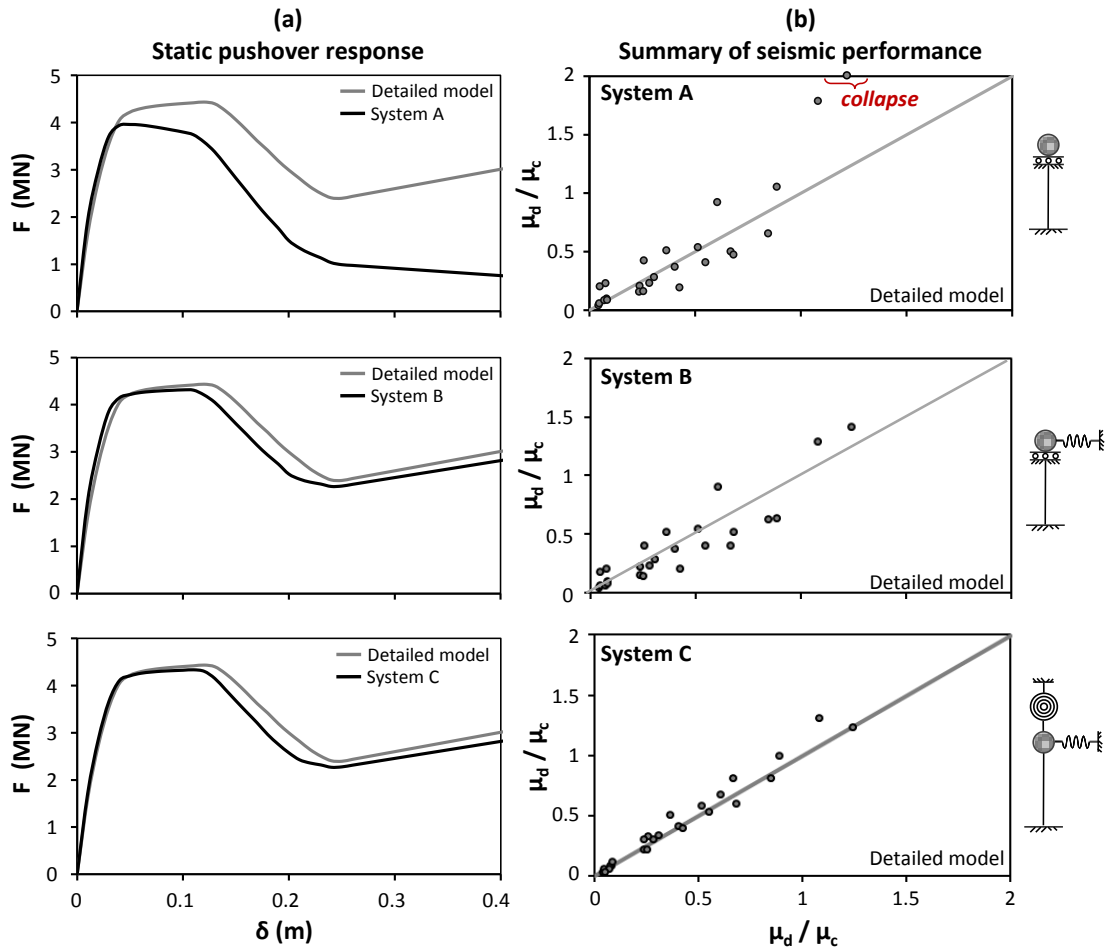
Η δυναμική απόκριση των τριών προσομοιωμάτων παρουσιάζεται συγκριτικά στο **Σχήμα 29** έχοντας ως αναφορά το πλήρες προσομοίωμα. Σε αντίθεση με την εγκάρσια διεύθυνση, ο αμφίπακτος στύλος που αποτελεί την απλούστερη προσομοίωση εμφάνισε σαφώς καλύτερη σύγκριση με το πλήρες προσομοίωμα σε σχέση με τον πρόβολο. Η πλαισιωτή λειτουργία που προσφέρει το κατάστρωμα μειώνει την επίδραση των υπόλοιπων δομικών μερών στην διαμήκη διεύθυνση.

Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 29** η αντοχή του αμφίπακτου στύλου σε όρους στατικής ανάλυσης pushover είναι μόλις 12% μικρότερη σε σχέση με το λεπτομερές προσομοίωμα. Αξίζει να σημειωθεί ότι οι αποκλίσεις των δύο συστημάτων γίνονται μεγαλύτερες για μεγάλες μετακινήσεις δ , γεγονός που αποτυπώνεται έντονα στις δυναμικές αναλύσεις. Σε σεισμικές διεγέρσεις μέτριας έντασης η επίδοση του αμφίπακτου στύλου κρίνεται ικανοποιητική, αντιθέτως σε πιο ισχυρές καταγραφές οι αποκλίσεις μεγαλώνουν σημαντικά. Επομένως από ένα εύρος επιβαλλόμενης σχετική μετακίνησης και έπειτα, η επίδραση των εφεδράνων γίνεται ιδιαίτερα σημαντική.

Η επίδοση του απλοποιημένου προσομοιώματος βελτιώνεται όπως και αναμενόταν σε ένα βάθρο με την προσθήκη ελαστικών ελατηρίων στην κορυφή του βάθρου προκειμένου να προσομοιωθεί η επίδραση των εφεδράνων (System B – **Σχήμα 28 (b)**). Σε αντίθεση με τον αμφίπακτο στύλο πλέον δεν υπάρχει εσφαλμένη πρόβλεψη κατάρρευσης. Είναι εμφανές από τα αποτελέσματα ότι ενώ τα εφέδρανα έχουν μία όχι αμελητέα επίδραση και θα πρέπει να συνυπολογίζονται, αυτή η επίδραση είναι σαφώς μικρότερη σε σχέση με την εγκάρσια διεύθυνση. Επίσης η στροφική δέσμευση στην κορυφή είναι μία αρκετά ικανοποιητική παραδοχή.

Προκειμένου να εξεταστεί η πραγματική καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος, στο τρίτο προσομοίωμα (System C – **Σχήμα 28 (c)**) η στροφική δέσμευση αντικαθίσταται από κατάλληλα διαστασιολογημένο στροφικό ελατήριο. Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 29** το προσομοίωμα αυτό σε όρους στατικής ανάλυσης pushover προσφέρει μία ιδιαίτερα ικανοποιητική σύγκριση με το λεπτομερές προσομοίωμα ιδιαίτερα πριν τη διαρροή του βάθρου ($\delta < 0.04$ m). Για αυτό μάλιστα το εύρος επιβαλλόμενης σχετική μετακίνησης, το τρίτο προσομοίωμα παρουσιάζει μία ιδανική σύγκριση με το πλήρες σε αντίθεση με τα δύο προηγούμενα προσομοιώματα που εμφανίζονταν πιο δύσκαμπτα. Αυτή η σημαντική διαφορά οφείλεται στην αντικατάσταση της στροφικής δέσμευσης στην κορυφή του βάθρου με κατάλληλο στροφικό ελατήριο λαμβάνοντας υπόψη την πραγματική καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος. Μετά την διαρροή του βάθρου και ιδιαίτερα μετά την εξάντληση της διατιθέμενης πλαστιμότητας ($\delta > 0.12$ m), η δυσκαμψία του βάθρου γίνεται σημαντικά μικρότερη σε σχέση με αυτή του καταστρώματος, καθιστώντας την υιοθέτηση αμφίπακτου στύλου αρκετά ρεαλιστική. Τα παραπάνω αποτυπώνονται και στις δυναμικές αναλύσεις όπου το τρίτο προσομοίωμα (System C) βελτιώνει σημαντικά τη σύγκριση με το λεπτομερές ιδιαίτερα για σεισμικές καταγραφές που όπου $\mu_d/\mu_c < 0.5$.

Χρησιμοποιώντας τον στατιστικό δείκτη mean average percentage error (MAPE) οι αποκλίσεις των δύο προσομοιωμάτων εμφανίζονται μικρότερες του 8% που μπορεί να θεωρηθεί πολύ καλός. Επομένως το τρίτο προσομοίωμα μπορεί να θεωρηθεί μία πολύ καλή προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς της πραγματικής γέφυρας.



Σχήμα 29: Σύγκριση ανάμεσα στα απλοποιημένα προσομοιώματα και στο λεπτομερές 3D υιοθετώντας συνθήκες πάκτωσης (α) σε όρους στατικού pushover (F - δ) και (β) σύνοψη δυναμικών αναλύσεων σε όρους μ_d/μ_c .

[2]. Αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής

Τα προτεινόμενα απλοποιημένα προσομοιώματα προσφέρουν μια ιδιαίτερα ικανοποιητική προσέγγιση της δυναμικής απόκρισης μίας γέφυρας και στις δύο διευθύνσεις. Ωστόσο οι μέχρι στιγμής αναλύσεις υιοθέτησαν συνθήκες πάκτωσης στη βάση των βάθρων. Για το λόγω αυτό το προτεινόμενο προσομοίωμα εξελίχθηκε ώστε να λαμβάνει υπόψη τη μη-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Η επίδοση του απλοποιημένου προσομοιώματος κρίνεται έχοντας ως αναφορά το πλήρες λεπτομερές προσομοίωμα εδάφους-θεμελίωσης-γέφυρας όπως περιγράφηκε στην προηγούμενη ενότητα. Το προσομοίωμα αυτό μπορεί να θεωρηθεί ένας από τους ακριβέστερους τρόπους να προσεγγισθεί η σεισμική συμπεριφορά του πραγματικού συστήματος. Ωστόσο το γεγονός ότι αποτελείται από περισσότερα από 60000 πεπερασμένα στοιχεία έχει ως αποτέλεσμα ο μέσος χρόνος δυναμικών αναλύσεων να ξεπερνά τις 8 ώρες/ανάλυση με επεξεργαστή

τελευταίας γενιάς (τύπου 17). Για τον λόγω αυτό επιλέχθηκαν τρεις χαρακτηριστικές σεισμικές διεγέρσεις, μέσης ισχυρής και πολύ ισχυρής έντασης, από την Ελλάδα και το εξωτερικό. Πρόκειται για τις καταγραφές (α) του Αιγίου, (β) της Λευκάδας/2003 και (γ) την καταστροφική καταγραφή Rinaldi-228 από τον σεισμό του Northridge/1994.

Στην παρούσα εργασία χρησιμοποιήθηκε η απλοποιημένη μέθοδος ανάλυσης του συστήματος Θεμελίωσης-Κατασκευής των Anastasopoulos & Kontoroupi [2014] η οποία λαμβάνει υπόψη τη μη-γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους-κατασκευής. Ακολουθώντας τη συγκεκριμένη μεθοδολογία η πάκτωση στη βάση του απλοποιημένου προσομοιώματος αντικαταστάθηκε με κατάλληλο κατακόρυφο, οριζόντιο και στροφικό ελατήριο και αποσβεστήρα. Στη περίπτωση του οριζόντιου (K_H and C_H) και κατακόρυφου (K_V and C_V) ελατηρίου και αποσβεστήρα υιοθετήθηκαν οι ελαστικές λύσεις [Gazetas, 1983]. Για τον στροφικό βαθμό ελευθερίας, χρησιμοποιήθηκε ένα μη γραμμικό στροφικό ελατήριο με κατάλληλο γραμμικό αποσβεστήρα. Το μη γραμμικό στροφικό ελατήριο διαστασιοποιείται στη βάση αδιάστατων σχέσεων ροπής – στροφής ($M-\theta$) υπολογισμένες με βάση μονοτονικές αναλύσεις pushover χρησιμοποιώντας 3D προσομοίωμα πεπερασμένων στοιχείων. Όπως περιγράφεται αναλυτικά στην εργασία των Anastasopoulos & Kontoroupi [2014] η συμπεριφορά σε όρους $M-\theta$ μπορεί να χωριστεί σε τρεις χαρακτηριστικές περιοχές: (i) ψεύδο-ελαστική συμπεριφορά ($\theta \rightarrow 0$) ; (ii) πλαστική συμπεριφορά (κατάσταση αστοχία - μεγάλες θ) ; και (iii) μη γραμμική συμπεριφορά (ενδιάμεση περιοχή).

Το αρχικό ψεύδο-ελαστικό στροφικό ελατήριο υπολογίζεται συναρτήσει του κατακόρυφου συντελεστή ασφαλείας F_s :

$$K_{R,0} = K_{R,elastic} \left(1 - 0.8 \frac{1}{F_s} \right) \quad (17)$$

όπου $K_{R,elastic}$ το ελαστικό στροφικό ελατήριο [Gazetas, 1983]:

$$K_{R,elastic} = 3.65 \frac{G b^3}{1-\nu} \quad (18)$$

στο οποίο b είναι το ημιπλάτος θεμελίωσης ($= B/2$), G το μέτρο διάτμησης του εδάφους για μικρές παραμορφώσεις και ν ο λόγος του Poisson.

Η πλαστική συμπεριφορά αναφέρεται στην μέγιστη αντοχή του θεμελίου και βασίζεται σε δημοσιευμένες σχέσεις επιφανειών αστοχίας [e.g., Gazetas et al., 2012]:

$$M_u = 0.55 N_u B \left(1 - \frac{N_u}{N_{uo}} \right) \quad (19)$$

όπου N_{uo} η μέγιστη αντοχή σε κατακόρυφη φόρτιση [Meyerhof, 1953; Gourvenec, 2007]:

$$N_{uo} \approx (\pi + 3) S_u B^3 \quad (20)$$

Τέλος η μη γραμμική συμπεριφορά αναφέρεται στην ενδιάμεση κατάσταση χρησιμοποιώντας μη αδιάστατη σχέση ροπής-στροφής ($M-\vartheta$) (Anastasopoulos & Kontoroupi [2014]) :

$$M/S_u B^3 = f(\vartheta/\vartheta_s) \quad (21)$$

όπου ϑ_s η χαρακτηριστική στροφή:

$$\vartheta_s \approx \frac{N B}{4 K_{R,0}} \quad (22)$$

Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 30** η κανονικοποίηση οδηγεί σε μία μοναδική αδιάστατη καμπύλη ροπής-στροφής. Η τελευταία απλοποιείται μέσω μίας τμηματικά γραμμικής προσέγγισης: (a) ψεύδο-ελαστική περιοχή ($\vartheta/\vartheta_s \leq 1/3$); (b) πλαστική περιοχή ($\vartheta/\vartheta_s > 10$); and (c) Μη γραμμική περιοχή χωρισμένη σε 4 τμήματα ($1/3 < \vartheta/\vartheta_s \leq 10$).

Ένας αντίστοιχος μη-γραμμικός αποσβεστήρας θα αποτελούσε μια ιδανική επιλογή. Ωστόσο λόγω των περιορισμών των περισσότερων προγραμμάτων πεπερασμένων στοιχείων επιλέγεται μία χαρακτηριστική τιμή C_R . Η τιμή αυτή υπολογίζεται ως συνάρτηση της στροφικής δυσκαμψίας K_R , της υστερητικής απόσβεσης ξ , και της χαρακτηριστική συχνότητας ω :

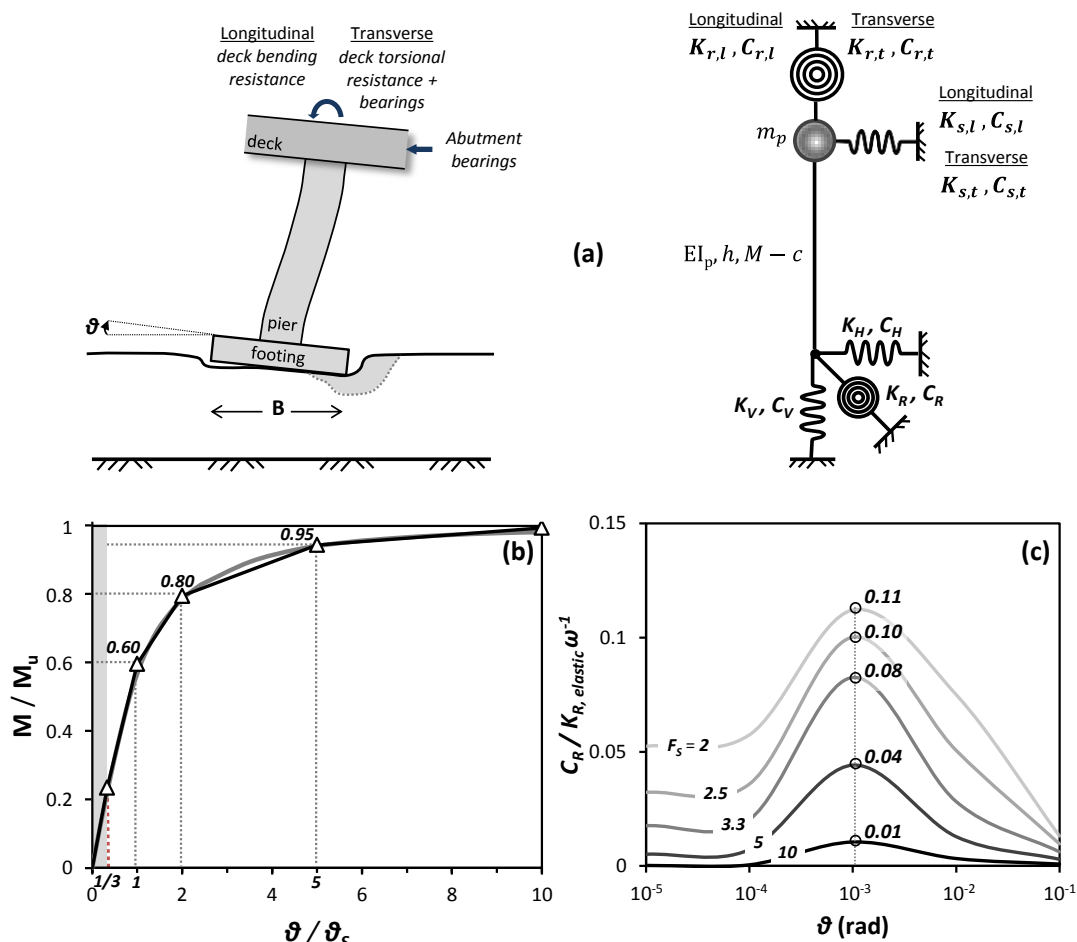
$$C_R \approx \frac{2 K_R \xi}{\omega} \quad (23)$$

Η δυσκαμψία K_R υπολογίζεται από τις σχέσεις $M-\vartheta$ (**Σχήμα 30**), ο συντελεστής απόσβεσης ξ υπολογίζεται από τους κύκλους $M-\vartheta$ της ανακυκλικής ανάλυσης pushover (3D προσομοίωμα θεμελίωσης-εδάφους) . Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 30c** , ο κανονικοποιημένος συντελεστής απόσβεση $C_R/K_{R,elastic}\omega^{-1}$ συναρτηθεί της στροφής ϑ είναι καμπύλη με μέγιστο για την τιμή $\vartheta \approx 10^{-3}$ rad. Όπως περιγράφεται αναλυτικά στη συγκεκριμένη μελέτη η μέγιστη αυτή τιμή μπορεί να χρησιμοποιηθεί απλοποιητικά ώστε να υπολογιστεί η απόσβεση μόνο ως συνάρτηση του συντελεστή ασφαλείας F_S .

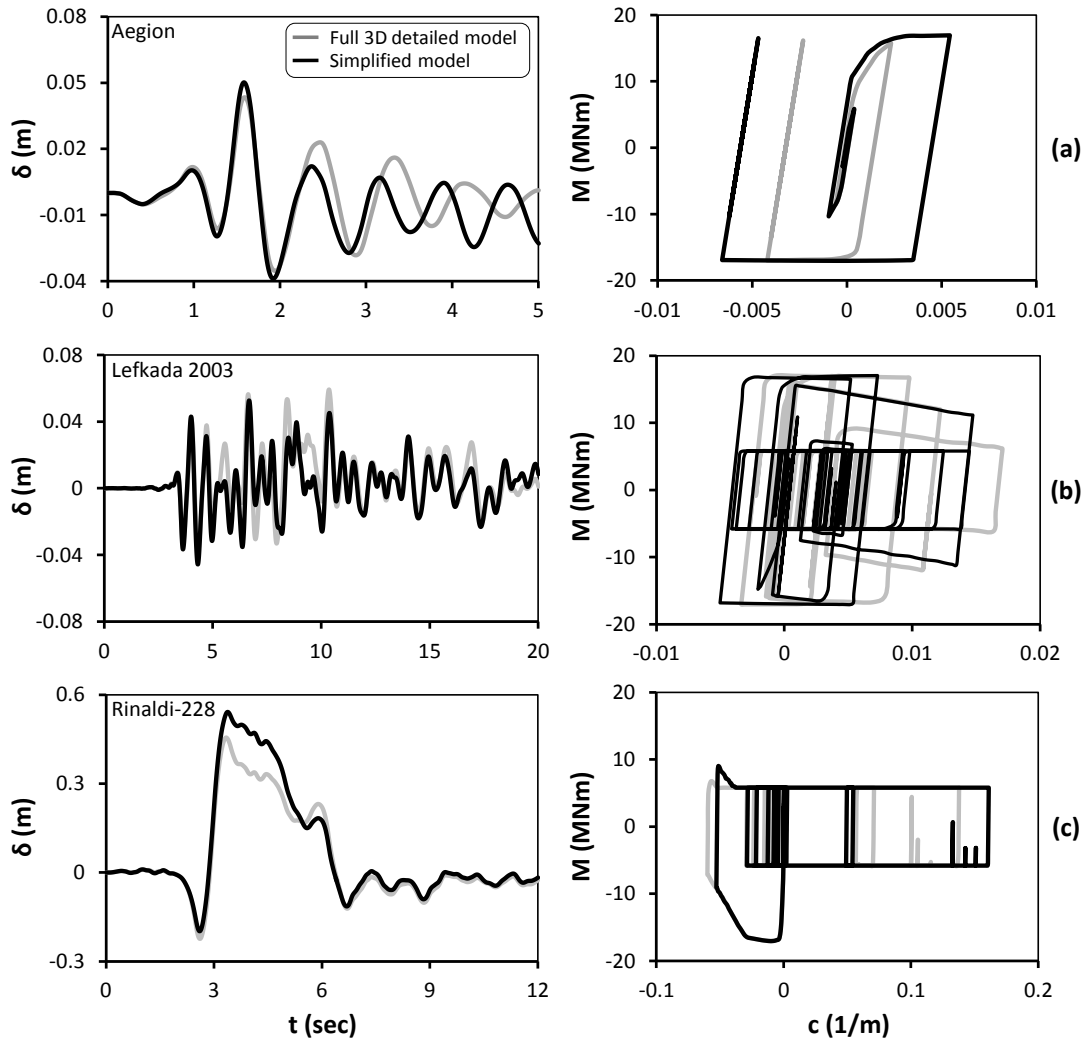
Η αποδοτικότητα της προτεινόμενης μεθόδου ελέγχεται έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές 3D προσομοίωμα εδάφους-θεμελίωσης-γέφυρας. Η σύγκριση του απλοποιημένου με το πλήρες προσομοίωμα γίνεται σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης του καταστρώματος δ (drift) καθώς και καμπύλης ροπής-καμπυλότητας στη βάση του βάθρου. Όπως αποτυπώνεται και στο **Σχήμα 31** το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά το πλήρες στην εγκάρσια διεύθυνση. Στην περίπτωση της καταγραφής του Αιγίου οι χρονοϊστορίες δ είναι πρακτικά πανομοιότυπες ενώ η σύγκριση σε μέγιστες τιμές σχετική μετακίνησης είναι εξαιρετική. Οι μικροδιαφορές ανάμεσα στα δύο προσομοιώματα εστιάζονται κυρίως σε μία μικρή διαφορά φάσης με άμεση συνέπεια και τις μικρές αποκλίσεις σε όρους καμπυλών ροπής-καμπυλότητας. Η σύγκριση είναι εξίσου καλή και για σεισμούς μεγαλύτερης έντασης χρησιμοποιώντας την καταγραφή της

Λευκάδας/2003. Το απλοποιημένο προσομοίωμα υπερεκτιμά λίγο την απόκριση ωστόσο η σύγκριση παραμένει ιδιαίτερα ικανοποιητική τόσο σε όρους χρονοϊστορίας δ όσο και σε καμπύλες M - c . Κλείνοντας με την εγκάρσια διεύθυνση, στην πολύ ισχυρή καταγραφή Rinaldi-228 το απλοποιημένο προσομοίωμα υπερεκτιμά ελάχιστα την απόκριση σε όρους δ .

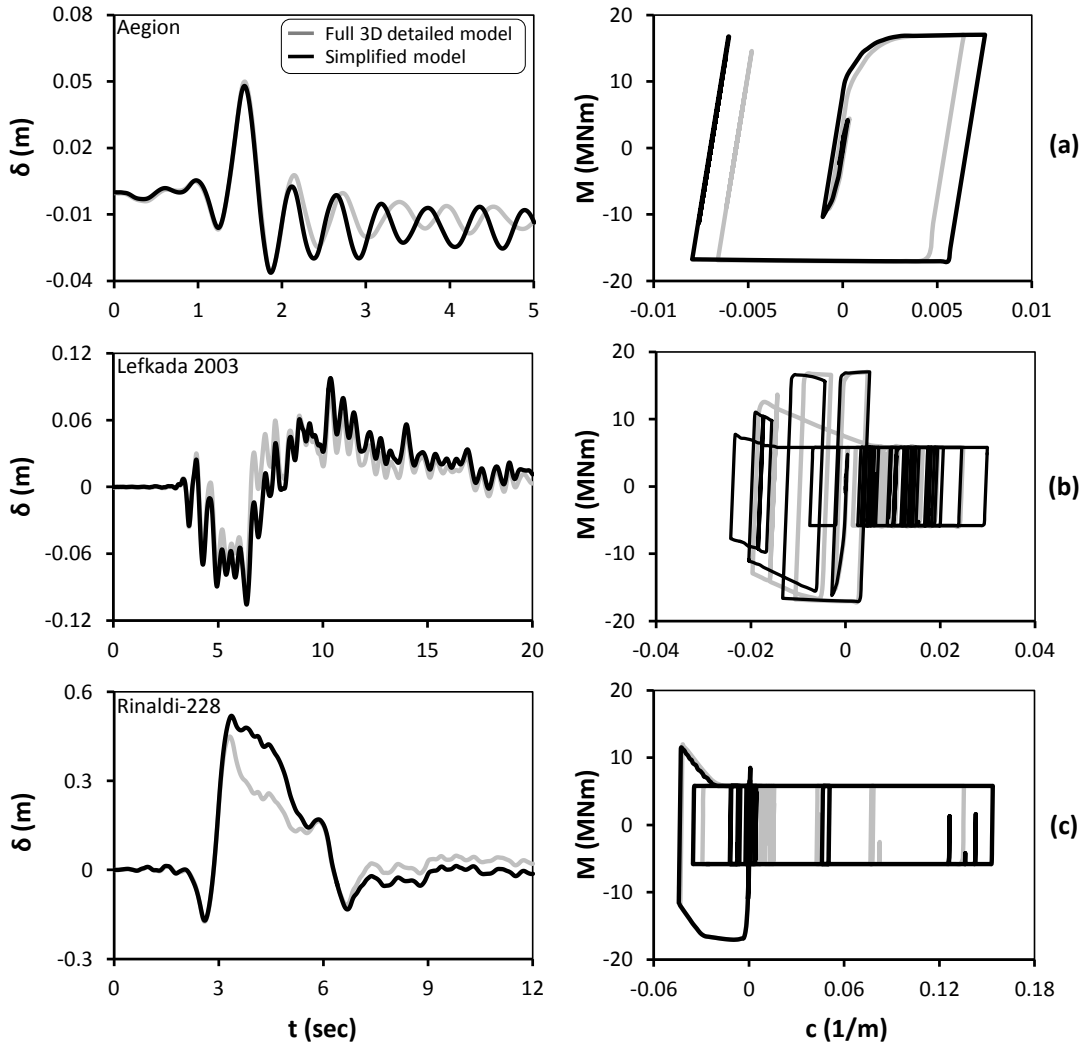
Όμοια ιδιαίτερα ικανοποιητική εικόνα παρατηρείται και στην διαμήκη διεύθυνση όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 32**. Η δυναμική απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος παρουσιάζει εξαιρετική σύγκριση με το πλήρες προσομοίωμα και στις 3 καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν τόσο σε όρους χρονοϊστορίας δ όσο και σε καμπύλες M - c . Με βάση τα αποτελέσματα αυτά, το απλοποιημένο προσομοίωμα αποτελεί μια ιδιαίτερα ικανοποιητική προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς της γέφυρας τόσο στη διαμήκη όσο και στην εγκάρσια διεύθυνση. Μάλιστα η χρήση του απλοποιημένου προσομοιώματος μειώνει θεαματικά τον μέσο υπολογιστικό χρόνο των δυναμικών αναλύσεων (5 λεπτά/ανάλυση) σε σχέση με το πλήρες προσομοίωμα (8 ώρες/ανάλυση) με μικρό κόστος στην ακρίβεια των αναλύσεων.



Σχήμα 30: (α) Απλοποιημένο προσομοίωμα συνυπολογίζοντας τη μη γραμμική SSI (β) αδιάστατη καμπύλη ροπής-στροφής (M - θ) και (γ) αδιάστατος συντελεστής απόσβεσης C_R / K_R [Anastasopoulos & Kontoroupi, 2014].



Σχήμα 31: Σύγκριση ανάμεσα στο απλοποιημένο προσομοίωμα (με SSI) και το πλήρες 3D προσομοίωμα γέφυρας – θεμελίωσης – εδάφους στην εγκάρσια διεύθυνση σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης του καταστρώματος δ και σε όρους ροπής καμπυλότητας για τις καταγραφές **(a)** Aegion; **(b)** Lefkada-2003 και **(c)** Rinaldi-228.

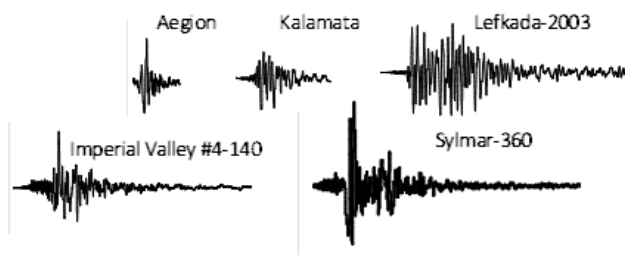


Σχήμα 32: Σύγκριση ανάμεσα στο απλοποιημένο προσομοίωμα (με SSI) και το πλήρες 3D προσομοίωμα γέφυρας – θεμελίωσης – εδάφους στην διαμήκη διεύθυνση σε όρους ιστορίας σχετικής μετακίνησης του καταστρώματος δ και σε όρους ροπής καμπυλότητας για τις καταγραφές **(a)** Aegion; **(b)** Lefkada-2003 και **(c)** Rinaldi-228.

2.2.5.2 Επαλήθευση προτεινόμενης μεθόδου

Η μέχρι στιγμής ανάλυση εξέτασε μία «ιδανική» περίπτωση γέφυρας συμμετρικού φορέα, μονόστηλων κυκλικών βάθρων, προκειμένου να εστιάσουμε στην συνεισφορά των εφεδράνων και του καταστρώματος καθώς και στην αλληλεπίδραση εδάφους – κατασκευής. Στην πραγματικότητα, οι περισσότερες περιπτώσεις γεφυρών τόσο στην Αττική Οδό όσο και γενικότερα δεν παρουσιάζουν τέλεια συμμετρία. Επίσης όπως παρουσιάστηκε στην ενότητα 2.2.1 συναντάμε και μία ποικιλία τύπων βάθρων όπως πολύστηλα και τοιχοειδή. Τέλος το συνολικό μήκος του καταστρώματος ποικίλει στην Αττική Οδό από 33m έως 175m και αναμένεται να έχει σημαντική επιρροή στην επίδραση των εφεδράνων και του καταστρώματος.

Προκειμένου η προτεινόμενη μέθοδος να μπορεί να θεωρηθεί γενικότερης εφαρμογής επιλέχθηκαν 4 γέφυρες της Αττική Οδού ώστε να καλυφθεί το εύρος των χαρακτηριστικών και των τυπολογιών. Αναπτύχθηκαν λεπτομερή προσομοιώματα όπως περιγράφεται στην ενότητα 2.2.5.1 ενώ στη συνέχεια εφαρμόστηκε η προτεινόμενη μέθοδος και ελέγχθηκε σε 5 συνολικά δυναμικές αναλύσεις. Για το σκοπό αυτό χρησιμοποιήθηκαν 5 πραγματικές καταγραφές διαφορετικής έντασης και χαρακτηριστικών τόσο από την Ελλάδα όσο και το εξωτερικό και παρουσιάζονται στο **Σχήμα 2.2.33**. Η σύγκριση γίνεται σε όρους χρονοϊστορίας drift δ και μέγιστων τιμών. Αρχικά εξετάζεται η εγκάρσια διεύθυνση ξεχωριστά για κάθε γέφυρα ενώ στη συνέχεια παρουσιάζεται και συγκεντρωτικά η επίδοση των προτεινόμενων προσομοιωμάτων και στη διαμήκη διεύθυνση.



Σχήμα 33: 5 πραγματικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για την επαλήθευση της προτεινόμενης απλοποιητικής μεθόδου.

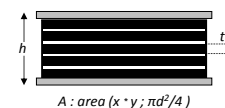
Οι **Πίνακες 5, 6, 7** παρουσιάζουν μία σύνοψη των γεωμετρικών χαρακτηριστικών, των δομικών στοιχείων και των αριθμητικών προσομοιωμάτων που χρησιμοποιήθηκαν για την επαλήθευση της προτεινόμενης μεθοδολογίας.

Πίνακας 5: Ιδιότητες υλικών και οπλισμοί βάθρων των υπό εξέταση γεφυρών.


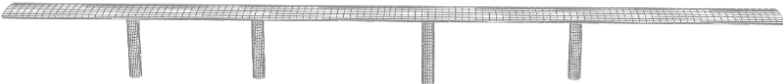
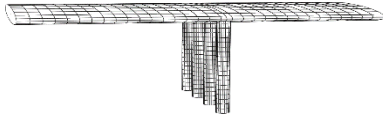
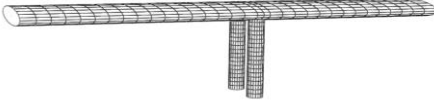


Bridge	L	Spans	Material		Reinforcement (Long. / Trans.)				
			Concrete	Steel	Pier 1	Pier 2	Pier 3	Pier 4	Pier 5
A01/TE20	93	3	C25	S500	40Φ25-Φ12/5	40Φ25-Φ12/5	-	-	-
A01/TE23	115.6	5	C25	S500	28Φ25-Φ12/5	28Φ25-Φ12/5	28Φ25-Φ12/5	28Φ25-Φ12/5	-
A04/TE12	44.6	3	C35	S500	28Φ25-Φ12/5	28Φ25-Φ12/5	-	-	-
A05/TE10	113.3	6	C35	S500	34Φ25-Φ16/7	34Φ25-Φ16/7	34Φ25-Φ16/7	34Φ25-Φ16/7	34Φ25-Φ16/7
A07/TE11	32.2	2	C35	S500	42Φ25-Φ12/7	-	-	-	-
A17/TE01	156.8	5	C35	S500	104Φ25-Φ20/15	280Φ25-Φ20/12	280Φ25-Φ20/12	104Φ25-Φ20/15	-
A17/TE09	176.8	5	C35	S500	60Φ25-Φ14/15	70Φ32-Φ16/6	70Φ32-Φ16/6	60Φ25-Φ14/15	-

Πίνακας 6: Στοιχεία εφεδράνων των υπό εξέταση γεφυρών.

Bridge	Abutment 1						Abutment 2					
	n	x	y	d	h	t	n	x	y	d	h	t
A01/TE20	4	0.5	0.3	-	0.063	0.013	4	0.5	0.3	-	0.063	0.013
A01/TE23	4	0.3	0.3	-	0.063	0.013	4	0.3	0.3	-	0.063	0.013
A04/TE12	13	-	-	0.35	0.066	0.011	13	-	-	0.35	0.066	0.011
A05/TE10	4	0.4	0.3	-	0.048	0.008	4	0.4	0.3	-	0.048	0.008
A07/TE11	9	0.3	0.3	-	0.064	0.008	9	0.3	0.3	-	0.064	0.008
A17/TE01	4	0.6	0.5	-	0.115	0.010	4	0.6	0.5	-	0.115	0.010
A17/TE09	2	0.6	0.7	-	0.12	0.01	2	0.6	0.7	-	0.12	0.01

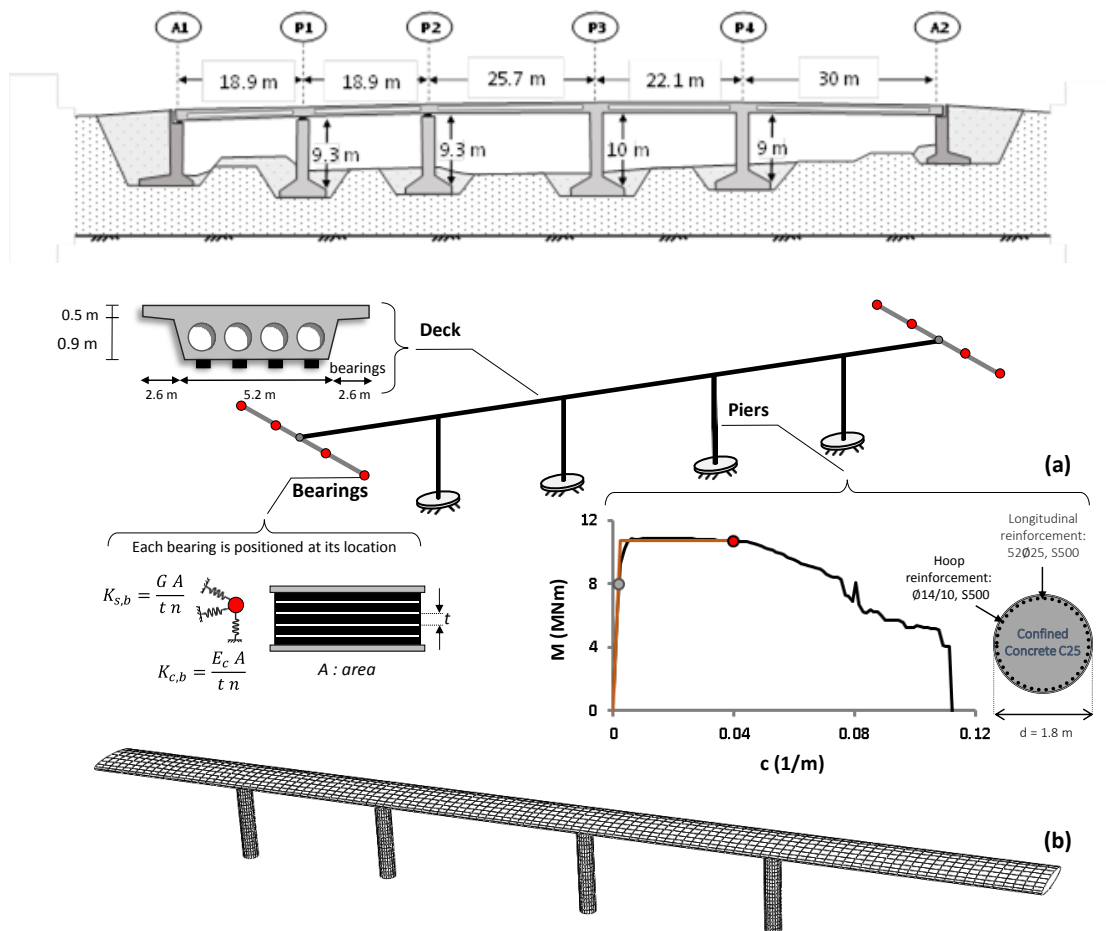


Πίνακας 7: Αριθμητικό προσομοίωμα των υπό εξέταση γεφυρών.

Bridge	Total length	Finite element model in ABAQUS FE
A01/TE20	93m	
A01/TE23	115.6m	
A07/TE11 road	33.2m	
A07/TE11 rail	33.2m	
A17/TE01	156.77m	
A17/TE09	176.77m	

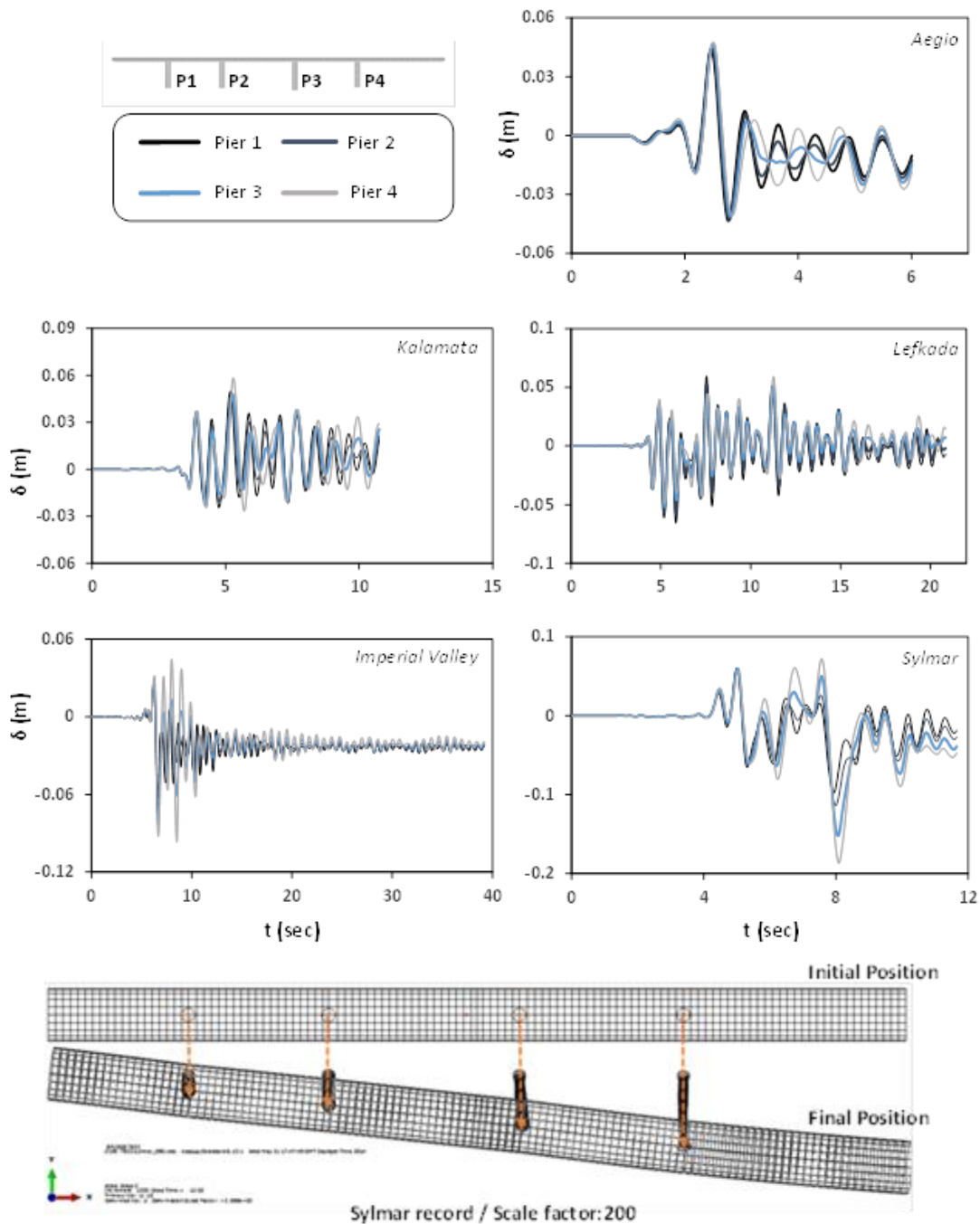
Επίδραση ασυμμετρίας

Αρχικά επιλέχθηκε και εξετάστηκε η γέφυρα A01/TE23 της Αττικής οδού προκειμένου να διερευνηθεί ο παράγοντας της ασυμμετρίας. Πρόκειται για μία γέφυρα τεσσάρων ασύμμετρων ανοιγμάτων συνολικού μήκους 115.6 m. Η ασυμμετρία της γέφυρας πέραν των ανοιγμάτων έγκειται κ στο διαφορετικό ύψος των βάθρων καθώς και τον τύπο σύνδεσης βάθρων καταστρώματος. Το κατάστρωμα είναι μονολιθικά συνδεδεμένο στα βάθρα P3, P4 ενώ στα βάθρα P1, P2 η σύνδεση γίνεται με εφέδρανα ολίσθησης. Τα εφέδρανα αυτά λειτουργούν στην διαμήκη διεύθυνση με αποτέλεσμα στην εγκάρσια διεύθυνση που εξετάζεται αρχικά να υπάρχει κινηματική δέσμευση. Στο **Σχήμα 2.2.34** παρουσιάζεται τόσο η γεωμετρία της γέφυρας όσο και τα δομικά της στοιχεία και το λεπτομερές αριθμητικό προσομοίωμα.



Σχήμα 34: Ασύμμετρη άνω διάβαση, A01/TE23 της Αττικής Οδού (a) γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, (b) στοιχεία καταστρώματος, εφεδράνων και ανάλυση διατομής βάθρου και (c) λεπτομερές προσομοίωμα γέφυρας.

Στο **Σχήμα 35** παρουσιάζεται η δυναμική απόκριση της γέφυρας σε όρους χρονοιστορίας δ των τεσσάρων βάθρων της γέφυρας. Είναι εμφανές ότι η σεισμική συμπεριφορά της γέφυρας επηρεάζεται σημαντικά από την ασυμμετρία της. Τα βάθρα σε αντίθεση με τη συμμετρική γέφυρα που εξετάστηκε σε αυτή την περίπτωση δεν έχουν την ίδια συμπεριφορά γεγονός που αποτυπώνεται στη στροφή του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο. Από αυτό το γεγονός προκύπτει και η ανάγκη στις ασύμμετρες γέφυρες να επιλέγεται το πλέον κρίσιμο βάθρο.



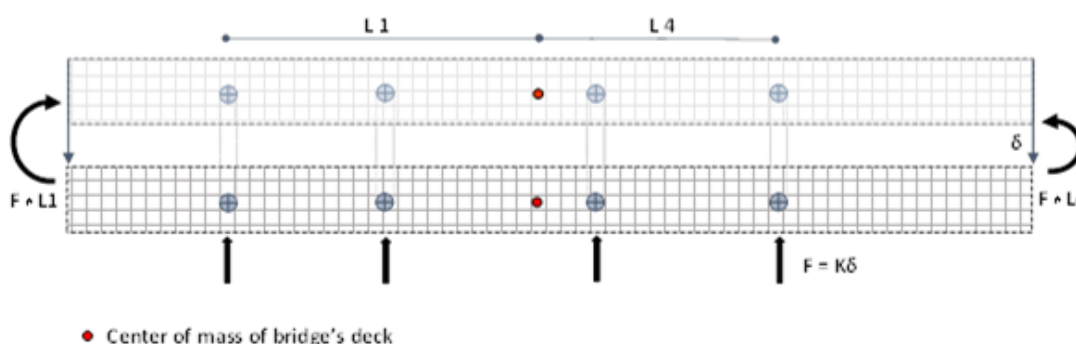
Σχήμα 2.2.35: Σεισμική απόκριση των 4 βάθρων της γέφυρας A01/TE23 σε 5 πραγματικές καταγραφές και στροφή καταστρώματος στην καταγραφή Sylmar.

Σε όλες τις σεισμικές διεγέρσεις που εξετάστηκαν παρουσιάστηκε σημαντική στροφή του καταστρώματος. Στο **Σχήμα 2.2.36** παρουσιάζεται ο μηχανισμός δυνάμεων στον οποίο οφείλεται αυτή η στροφή. Κατά τη διάρκεια ενός σεισμού η δύναμη που αναπτύσσεται στο κατάστρωμα είναι:

$$F_{seismic} = M_{deck} * a_g \quad (24)$$

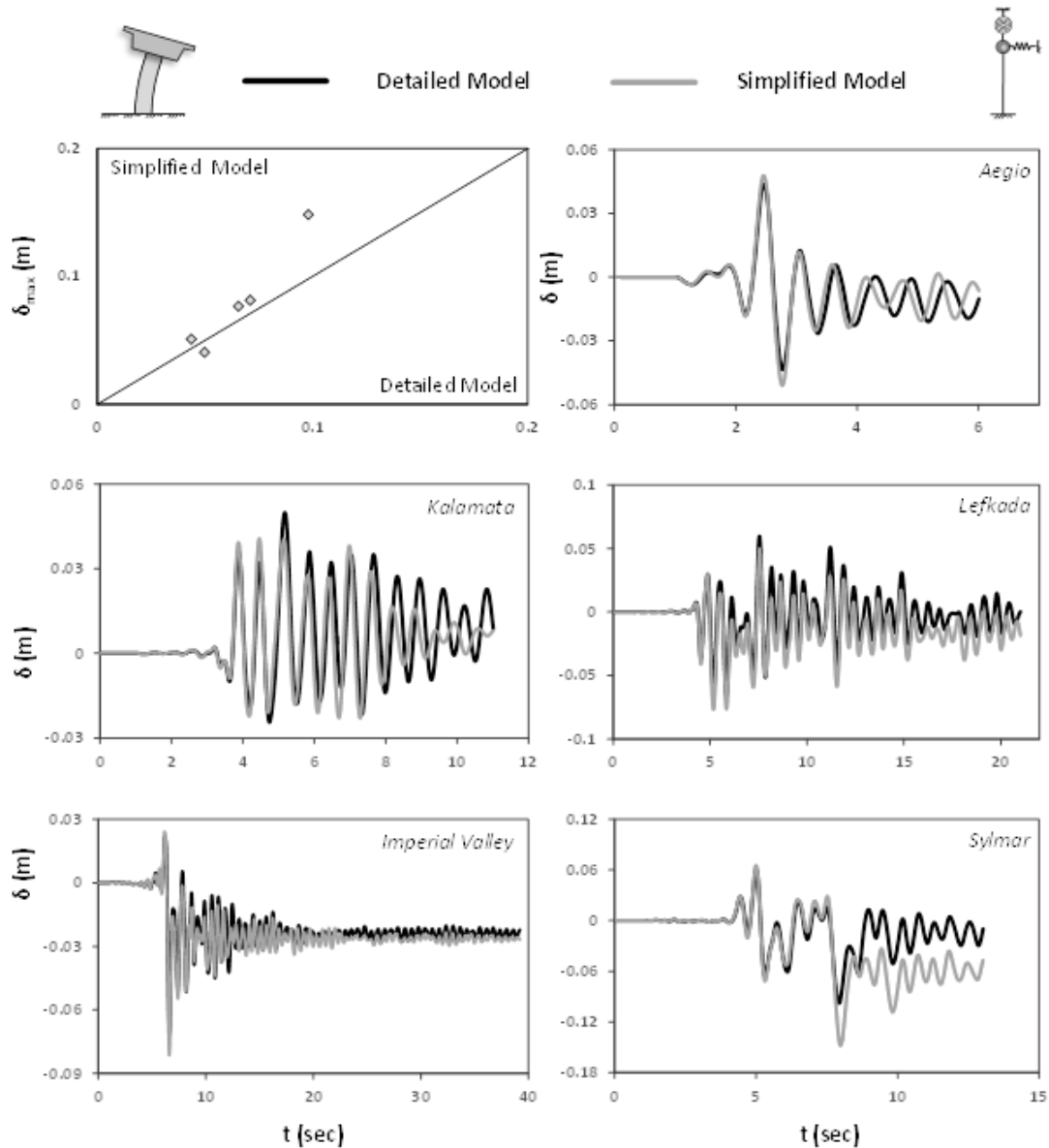
Όπου M_{deck} η συνολική μάζα του καταστρώματος και a_g η εδαφική επιτάχυνση.

Η ισορροπία δυνάμεων επιτυγχάνεται μέσω των αναπτυσσόμενων αντιδράσεων στα βάθρα. Λόγω της ασυμμετρίας οι διαφορετικοί μοχλοβραχίονες έχουν ως αποτέλεσμα την ανάπτυξη μίας συνισταμένης ροπής στην οποία και οφείλεται η στροφή του καταστρώματος. Λόγω αυτής της στροφής τα ακραία βάθρα αναμένεται να έχουν τις μεγαλύτερες σχετικές μετακινήσεις και ως αποτέλεσμα είναι τα πλέον ευάλωτα. Μάλιστα από τα δύο ακραία βάθρα αναμένεται να είναι αυτό με τον μικρότερο μοχλοβραχίονα, επομένως αυτό που βρίσκεται πιο κοντά στο κέντρο μάζας του καταστρώματος. Το παραπάνω απλό κριτήριο επιλογής του κρίσιμου βάρου επιβεβαιώνεται πλήρως από τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων όπως παρουσιάστηκαν στο **Σχήμα 2.2.35**.



Σχήμα 36: Σχηματική απεικόνιση μηχανισμού δυνάμεων και ροπών που προκαλούν στροφή του καταστρώματος.

Με βάση το προτεινόμενο κριτήριο για την υπό εξέταση γέφυρα ως κρίσιμο βάρθρο επιλέχθηκε το βάρθρο P4. Για το βάρθρο αυτό αναπτύχθηκε απλοποιημένο προσομοίωμα εφαρμόζοντας την προτεινόμενη μεθοδολογία όπως αναπτύχθηκε στην ενότητα 2.2.5.1. Η αποδοτικότητα της προτεινόμενης μεθόδου ελέγχεται σε 5 δυναμικές αναλύσεις έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα. Η σύγκριση γίνεται σε όρους χρονοϊστορίας δ και μέγιστων τιμών ανάμεσα στο λεπτομερές προσομοίωμα και το απλοποιημένο όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.2.37**.

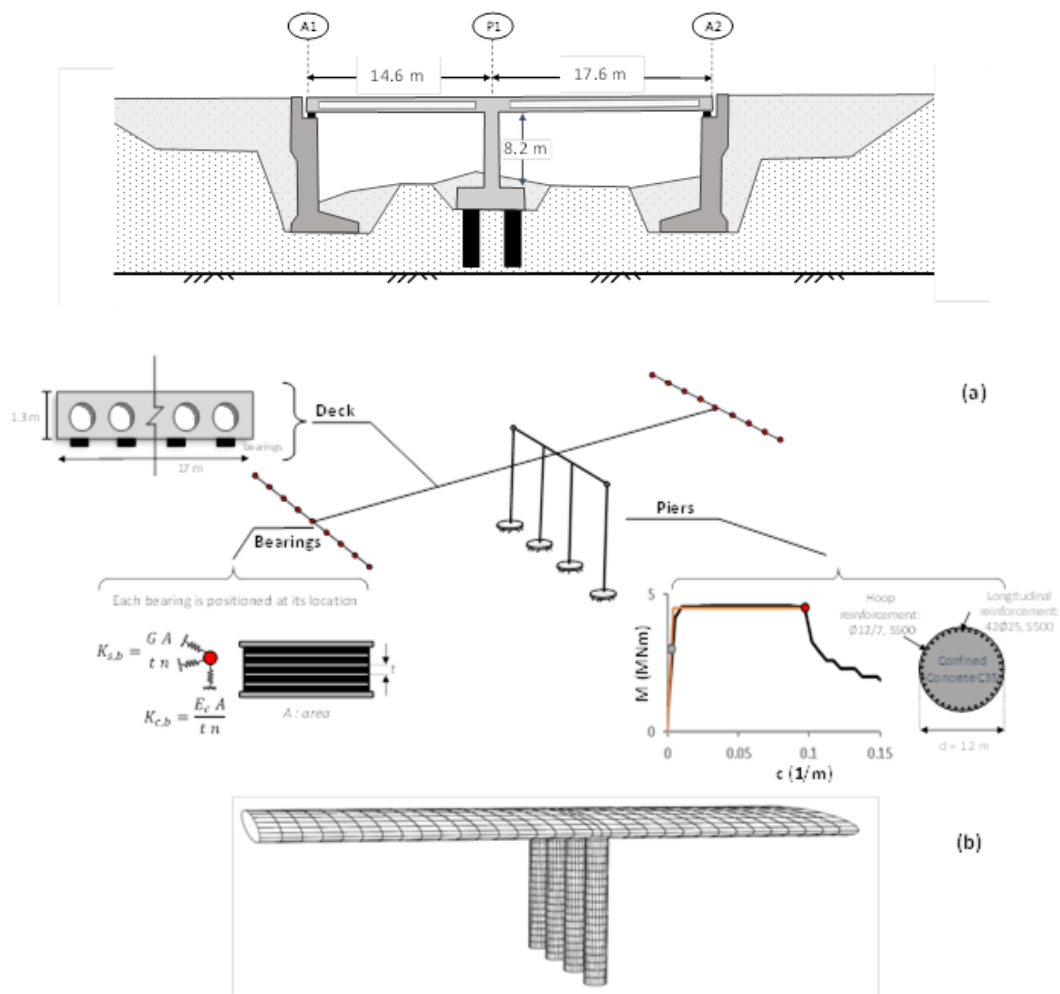


Σχήμα 37: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας A01/TE23 έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε χρονοϊστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

Με βάση τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων προκύπτει ότι το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά την σεισμική απόκριση του κρίσιμου βάθρου P4. Επομένως η προτεινόμενη μεθοδολογία απλοποιημένης προσομοίωσης γέφυρας μπορεί να επεκταθεί και σε ασύμμετρες περιπτώσεις.

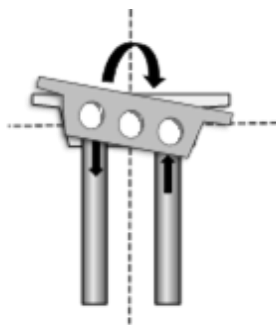
Γέφυρα μικρού συνολικού μήκους με πολύστηλα βάθρα

Προκειμένου να ελεγχθεί η απόδοση των προτεινόμενων απλοποιημένων προσομοιωμάτων σε γέφυρες μικρότερου μήκους αλλά και γέφυρες με πολύστηλα βάθρα, επιλέχθηκε και εξετάστηκε η γέφυρα Α07/ΤΕ11 της Αττικής Οδού. Πρόκειται για την γέφυρα με το μικρότερο συνολικό μήκος στον συγκεκριμένο αυτοκινητόδρομο, μόλις 33.2 m δύο ασύμμετρων ανοιγμάτων. Η σύνδεση του καταστρώματος γίνεται μονολιθικά σε ένα 4-στηλο βάθρο. Στο **Σχήμα 2.2.38** παρουσιάζεται τόσο η γεωμετρία της γέφυρας όσο και τα δομικά της στοιχεία και το λεπτομερές αριθμητικό προσομοίωμα.



Σχήμα 38: Γέφυρα μικρού μήκους, Α07/ΤΕ11 της Αττικής Οδού **(α)** γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, **(β)** στοιχεία καταστρώματος, εφεδράνων και ανάλυση διατομής βάρου και **(γ)** λεπτομερές προσομοίωμα γέφυρας.

Για τον έναν από τους τέσσερις στύλους του μεσοβάθρου αναπτύχθηκε το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα. Στο προσομοίωμα αυτό έγινε μία προσθήκη προκειμένου να συμπεριληφθεί η στρωφική αντίσταση που προσφέρουν οι στύλοι του βάρου.



Σχήμα 39: Συνεισφορά στροφικής δυσκαμψίας συστήματος πολύστηλων βάθρων.

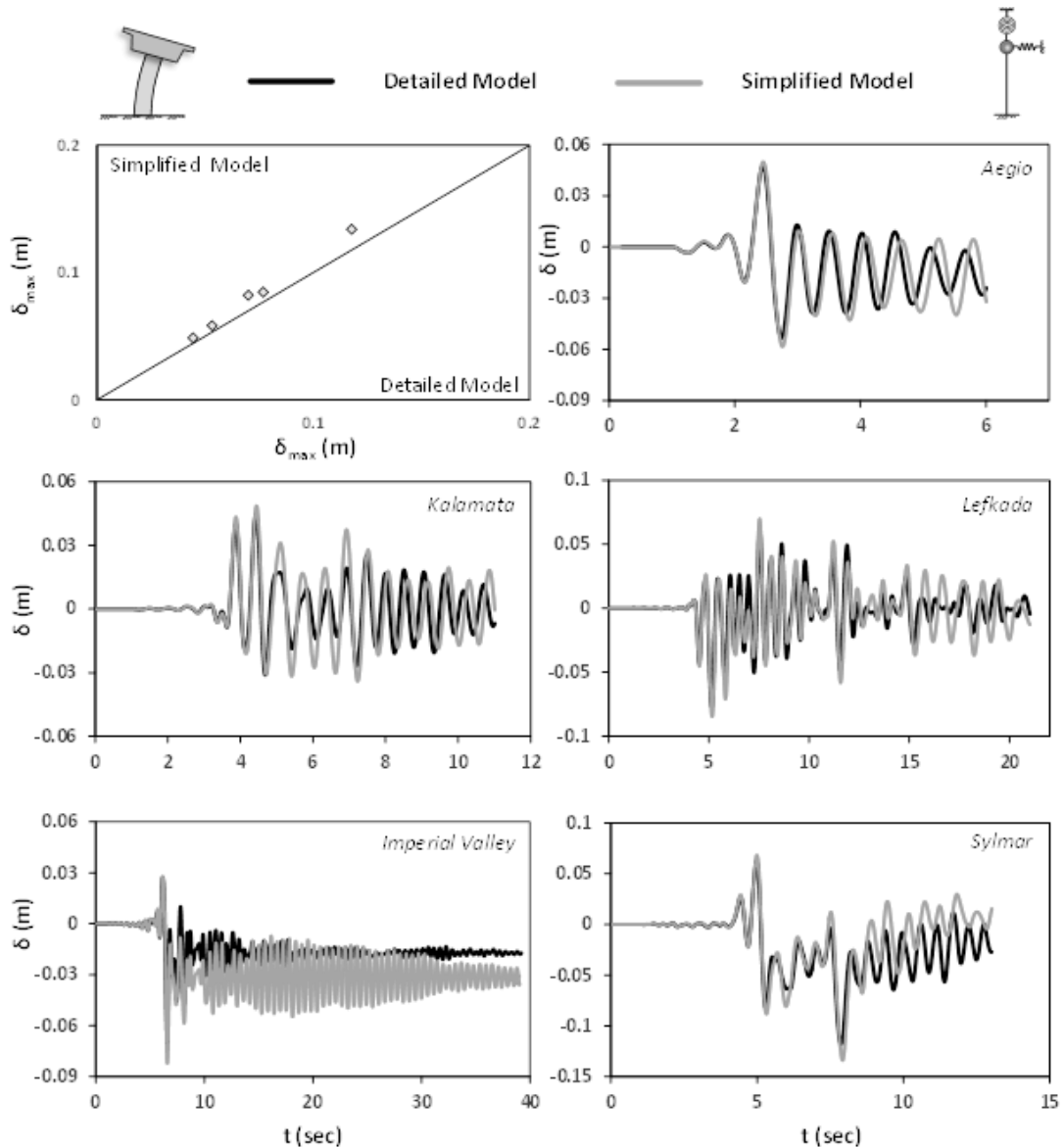
Παρότι η στροφική δυσκαμψία του κάθε στύλου δεν είναι ιδιαίτερα σημαντική στην περίπτωση των πολύστηλων βάθρων, αυτά λειτουργούν ως σύστημα του οποίου η στροφική δυσκαμψία δεν θα πρέπει να αγνοηθεί. Όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 39** οι στύλοι του βάθρου αντιστέκονται στη στροφή του καταστρώματος μέσω των αξονικών δυνάμεων που αναπτύσσονται και η συνολική στροφική δυσκαμψία του συστήματος μπορεί να υπολογιστεί ως εξής:

$$K_{r,c} = \sum K_{c,c} L^2 \quad (25)$$

Όπου $K_{c,c}$ η αξονική δυσκαμψία των βάθρων, και L η απόσταση (εγκάρσια διεύθυνση) κάθε στύλου από το κέντρο μάζας του καταστρώματος. Το στροφικό ελατήριο τοποθετείται στην κορυφή του στύλου και υπολογίζεται όπως περιγράφεται στην ενότητα 2.2.5.1 με την προσθήκη της συνεισφοράς των βάθρων:

$$K_{R,t} = \frac{K_t K_{r,b}}{K_t + K_{r,b}} + K_{r,c} \quad (26)$$

Όπως και στην περίπτωση της ασύμμετρη γέφυρα που εξετάστηκε προηγουμένως η αποδοτικότητα της προτεινόμενης μεθόδου ελέγχεται σε 5 δυναμικές αναλύσεις έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα. Η σύγκριση γίνεται και εδώ σε όρους χρονοϊστορίας δ και μέγιστων τιμών ανάμεσα στο λεπτομερές προσομοίωμα και το απλοποιημένο όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 40**.

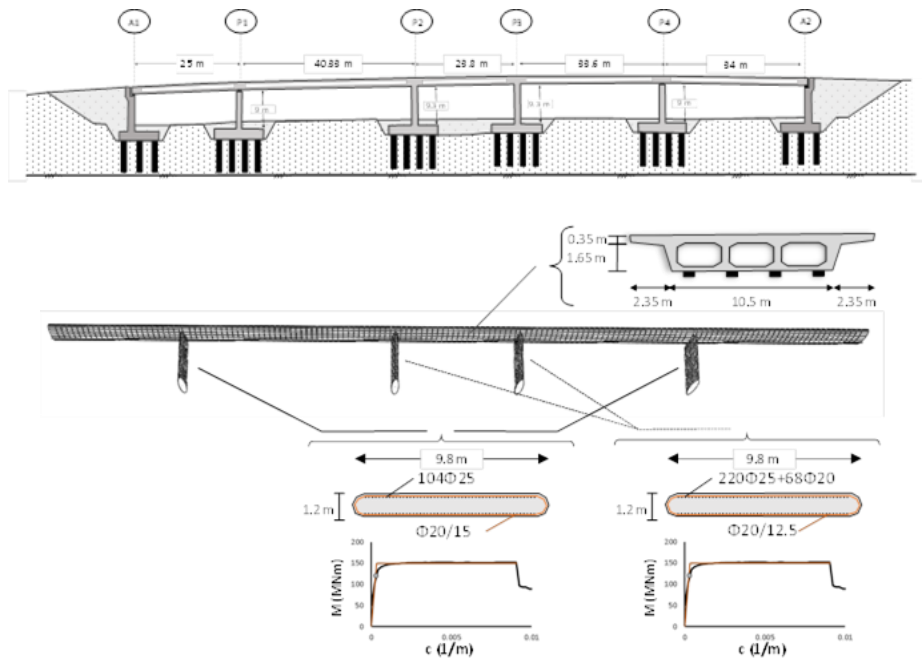


Σχήμα 40: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας Α07/ΤΕ11 έχοντας ως αναφορά το λεπτομέρες προσομοίωμα σε χρονοϊστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

Με βάση τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων προκύπτει ότι το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά την σεισμική απόκριση του πολύστηλου βάθρου της γέφυρας Α07/ΤΕ11. Επομένως η προτεινόμενη μεθοδολογία απλοποιημένης προσομοίωσης γέφυρας μπορεί να επεκταθεί και σε ασύμμετρες περιπτώσεις.

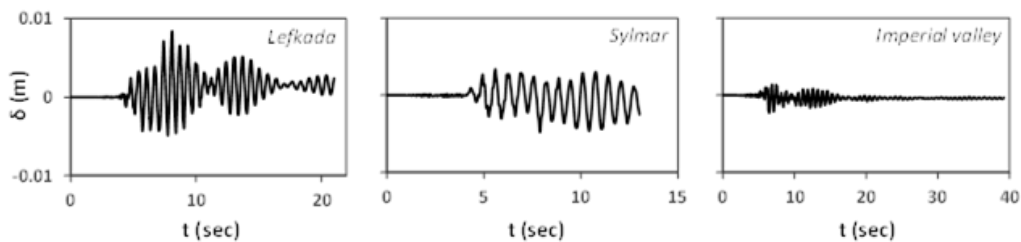
Γέφυρα με τοιχοειδή βάθρα

Περίπου το 40% των γεφυρών της Αττικής Οδού που ανήκουν στην κατηγορία MSCF/B (η οποία εξετάζεται εδώ) έχουν τοιχοειδή βάθρα. Επομένως ο επόμενος παράγοντας ο οποίος εξετάζεται είναι η επίδραση των τοιχοειδών βάθρων στην δυναμική συμπεριφορά των γεφυρών στην εγκάρσια διεύθυνση. Για τον σκοπό αυτό επιλέχθηκε η γέφυρα A17/TE01 συνολικού μήκους 156.8m. Στο **Σχήμα 41** παρουσιάζεται τόσο η γεωμετρία της γέφυρας όσο και τα δομικά της στοιχεία και το λεπτομερές αριθμητικό προσομοίωμα.



Σχήμα 41: Γέφυρα με τοιχοειδή βάθρα, A17/TE01 της Αττικής Οδού **(a)** γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, **(b)** στοιχεία καταστρώματος, εφεδράνων και ανάλυση διατομής βάθρου και **(c)** λεπτομερές προσομοίωμα γέφυρας.

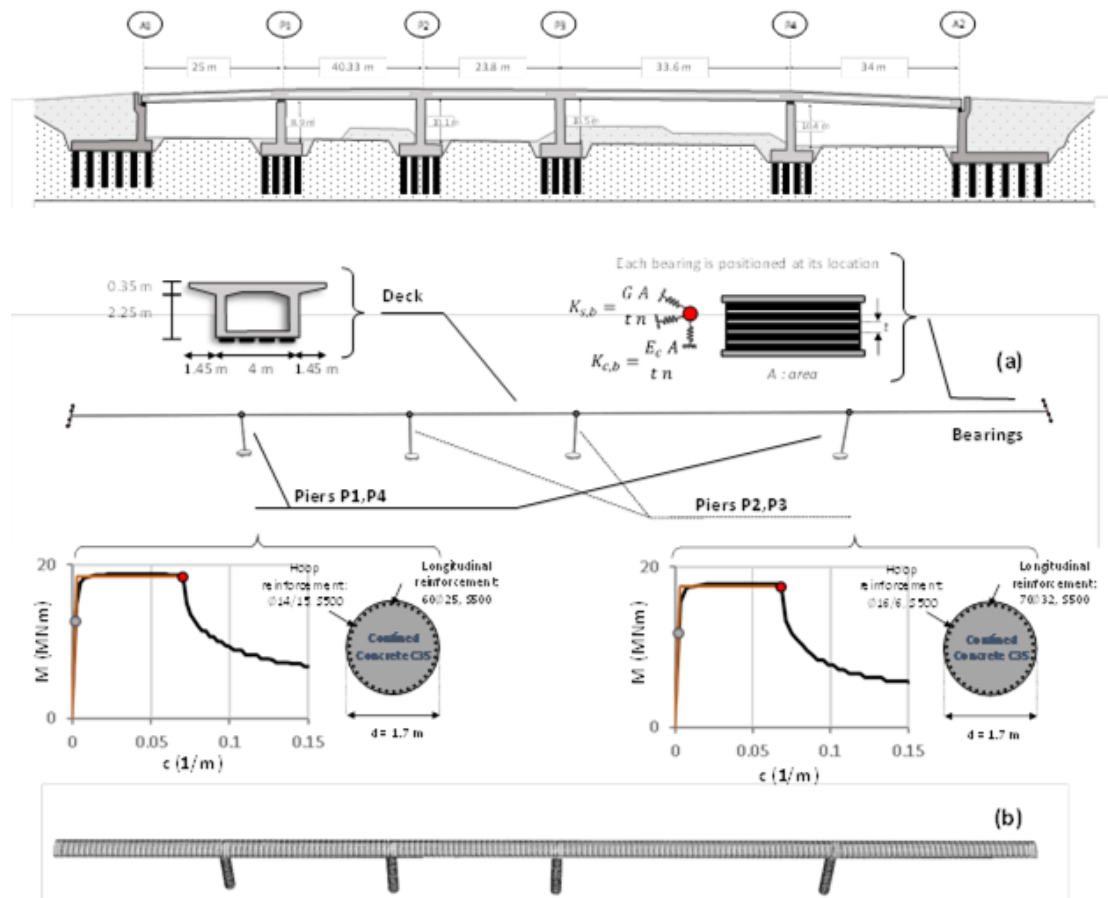
Η δυναμική συμπεριφορά της γέφυρας εξετάστηκε στις ίδιες 5 διεγέρσεις. Στο Σχήμα 2.2.32 παρουσιάζονται οι 3 ισχυρότερες όπου και παρατηρείται ότι η σχετική μετακίνηση του βάθρου δεν ξεπέρασε σε καμία από αυτές τα 10 mm. Επομένως οι γέφυρες με τοιχοειδή βάθρα δεν αναμένεται να είναι ευάλωτες ακόμα και σε ισχυρούς σεισμούς στην εγκάρσια διεύθυνση



Σχήμα 42: Δυναμική απόκριση τοιχοειδών βάθρων σε όρους χρονοϊστορίας δ .

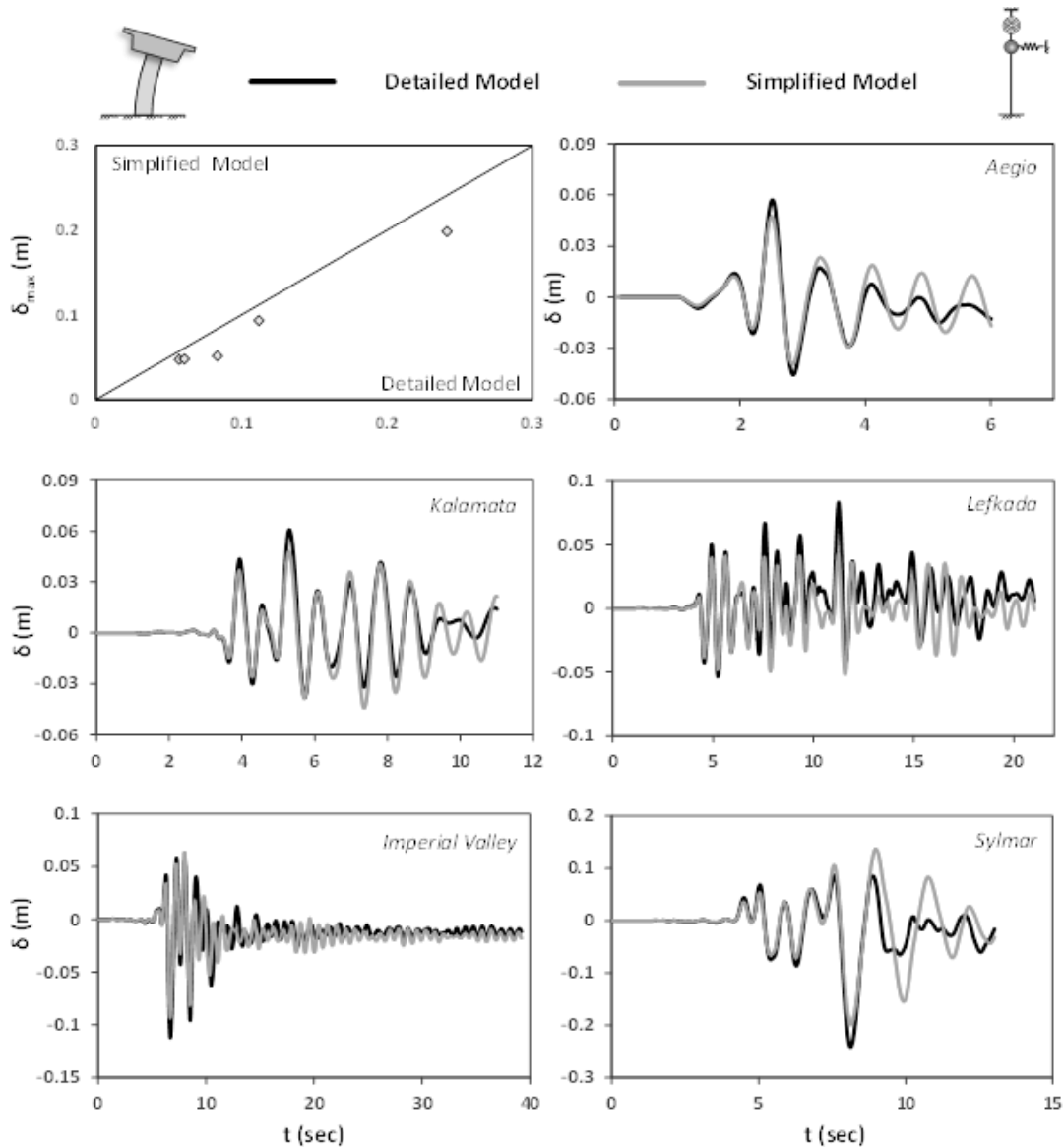
Γέφυρα μεγάλου συνολικού μήκους με κυκλικά βάθρα

Η τελευταία διερεύνηση αφορά γέφυρες μεγάλου συνολικού μήκους. Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκε και εξετάστηκε η γέφυρα A17/TE09. Πρόκειται για μία γέφυρα 5 ανοιγμάτων συνολικού μήκους 177.8 m. Το κατάστρωμα στηρίζεται σε 4 κυκλικά βάθρα διαμέτρου $d = 1.7\text{m}$. Τα βάθρα P1 και P4 συνδέονται με το κατάστρωμα της γέφυρα μέσω εφεδράνων ολίσθησης που δρουν στη διαμήκη διεύθυνση, ενώ αντίθετα τα βάθρα P2 και P3 είναι μονολιθικά συνδεδεμένα με το κατάστρωμα. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα ο σπλισμός των βάθρων να διαφέρει. Τα παραπάνω απεικονίζονται σχηματικά στο **Σχήμα 43**.



Σχήμα 43: Γέφυρα μεγάλου μήκους, A17/TE09 της Αττικής Οδού (a) γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, (b) στοιχεία καταστρώματος, εφεδράνων και ανάλυση διατομής βάρθρου και (c) λεπτομερές προσομοίωμα γέφυρας.

Με βάση το προτεινόμενο κριτήριο επιλογής κρίσιμου βάρθρου για ασύμμετρες γέφυρες επιλέχθηκε το βάρθρο P4 και αναπτύχθηκε απλοποιημένο προσομοίωμα. Όπως και στις προηγούμενες περιπτώσεις η αποδοτικότητα της προτεινόμενης μεθόδου ελέγχεται σε 5 δυναμικές αναλύσεις έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα (**Σχήμα 44**).

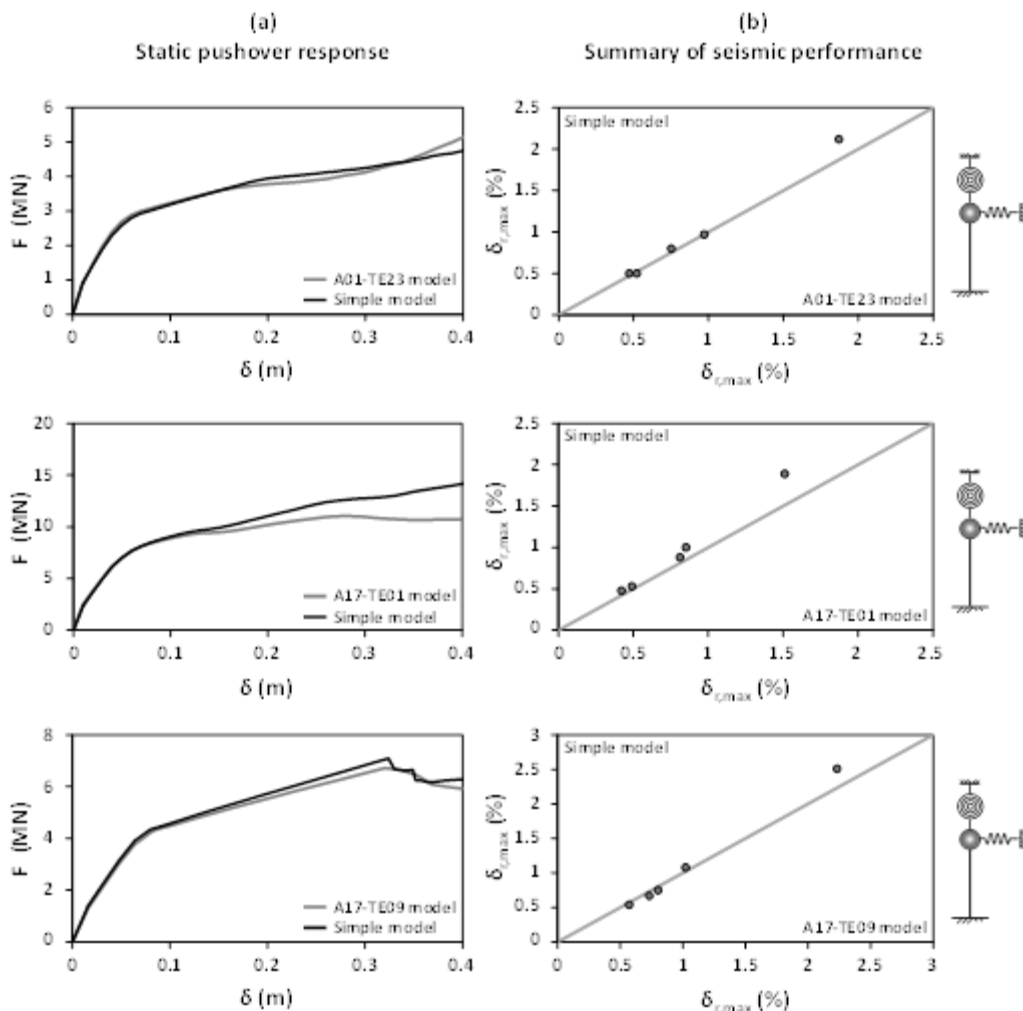


Σχήμα 44: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας A17/TE09 έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε χρονοϊστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

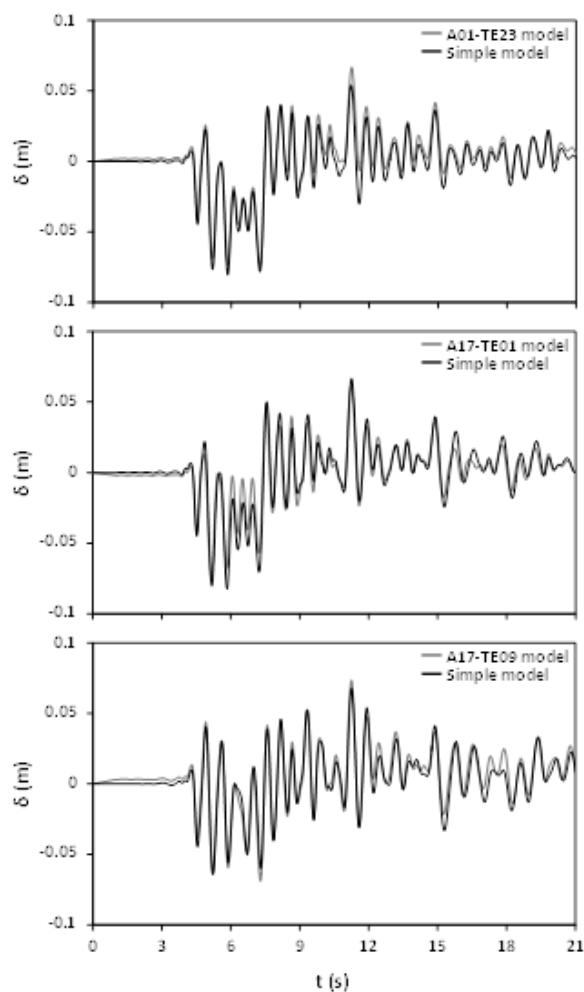
Και σε αυτήν την περίπτωση προκύπτει ότι το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά την σεισμική απόκριση του βάθρου της γέφυρας A17/TE09. Επομένως με βάση όλες τις προηγούμενες αναλύσεις η προτεινόμενη μεθοδολογία απλοποιημένης προσομοίωσης γέφυρας μπορεί να επεκταθεί και σε όλες τις περιπτώσεις της κατηγορίας MSCF/B ανεξαρτήτως συνολικού μήκους και τυπολογίας βάθρων για την εγκάρσια διεύθυνση

Επαλήθευση προτεινόμενης μεθόδου στην διαμήκη διεύθυνση

Στην διαμήκη διεύθυνση οι παράγοντες που εξετάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες δεν αναμένεται να έχουν την ίδια επίδραση που είχαν στην εγκάρσια διεύθυνση. Η κίνηση της γέφυρας στην διαμήκη διεύθυνση είναι συμμετρική και καθορίζεται από την κίνηση του καταστρώματος. Τόσο οι γεωμετρικές ασυμμετρίες της γέφυρας όσο και οι διαφορετικοί τύποι βάθρων δεν αναμένεται να επηρεάσουν την κίνηση αυτήν. Προκειμένου να επαληθευτεί η προτεινόμενη μεθοδολογία και στην διαμήκη διεύθυνση αναπτύχθηκαν τα απλοποιημένα προσομοιώματα των γεφυρών που εξετάστηκαν προηγουμένως. Στο **Σχήμα 45** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα των στατικών αναλύσεων pushover σε όρους καμπύλης δύναμης μετακίνησης F - δ όσο και τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των 5 δυναμικών αναλύσεων σε όρους μέγιστης σχετικής μετακίνησης.



Σχήμα 45: Σύνοψη σύγκριση απλοποιημένου και λεπτομερούς προσομοιώματος για τις τρεις υπό εξέταση γέφυρες **(a)** σε όρους στατικής ανάλυσης Pushover (F - δ) και **(b)** σε μέγιστες τιμές δ στις 5 δυναμικές αναλύσεις.



Σχήμα 46: Σύνοψη σύγκριση απλοποιημένου και λεπτομερούς προσομοιώματος για τις τρεις υπό εξέταση γέφυρες σε όρους χρονοϊστορίας δ για τον σεισμό της Lefkadas-2003.

Ενδεικτικά στο **Σχήμα 46** παρουσιάζεται η σύγκριση του λεπτομερούς με το απλοποιημένο προσομοίωμα σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης δ για τον σεισμό της Λευκάδας/2003. Από τα παραπάνω αποτελέσματα προκύπτει ότι το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά τη συμπεριφορά του λεπτομερούς. Οι καμπύλες $F-\delta$ της στατικής ανάλυσης των δύο προσομοιωμάτων σχεδόν ταυτίζονται. Αυτό αποτυπώνεται και στις δυναμικές αναλύσεις όπου οι μέγιστες τιμές της σχετικής μετακίνησης του απλοποιημένου και του λεπτομερούς προσομοιώματος είναι πολύ κοντινές. Επιπρόσθετα παρατηρώντας τις χρονοϊστορίες δ των δύο προσομοιωμάτων παρατηρούμε ίδια εικόνα τόσο σε κύκλους όσο και σε συχνοτικό περιεχόμενο. Με βάση τα παραπάνω το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα μπορεί να θεωρηθεί ιδιαίτερα ικανοποιητική προσέγγιση της δυναμικής συμπεριφοράς των γεφυρών της κατηγορίας MSCF/B ανεξαρτήτως τυπολογιών και γεωμετρικών χαρακτηριστικών και στην διαμήκη διεύθυνση.

Επέκταση προτεινόμενης μεθόδου για να συνυπολογίζει την επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης (stoppers)

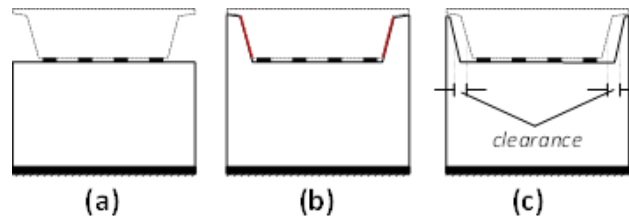
Στις προηγούμενες ενότητες αναπτύχθηκε μία μεθοδολογία απλοποιημένης προσομοίωσης γεφυρών ή οποία στη συνέχεια επαληθεύτηκε σε όλο το εύρος των διαθέσιμων τυπολογιών του αυτοκινητοδρόμου της Αττικής Οδού. Το προτεινόμενο προσομοίωμα λαμβάνει υπόψη την επίδραση των διαφόρων δομικών μερών της γέφυρας καθώς και τη μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής ωστόσο αγνοεί την επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης (stoppers).

Οι περισσότερες σύγχρονες γέφυρες είναι εξοπλισμένες με σώματα ανάσχεσης στα ακρόβαθρα τα οποία ενεργοποιούνται και στις δύο διευθύνσεις είτε άμεσα είτε όταν η σχετική μετακίνηση του καταστρώματος ξεπεράσει ένα διαθέσιμο περιθώριο. Τα σώματα ανάσχεσης παραμένουν ανενεργά όταν επιβάλλονται τα λειτουργικά φορτία στη γέφυρα, ωστόσο στην περίπτωση ενός σεισμού περιορίζουν σημαντικά την κίνηση του καταστρώματος επηρεάζοντας την συνολική σεισμική απόκριση του συστήματος.

Η ανάλυση που πραγματοποιήθηκαν στις προηγούμενες ενότητες υιοθέτησαν απλοποιητικά την παραδοχή ότι το κατάστρωμα δεν έχει κανέναν κινηματικό περιορισμό στα ακρόβαθρα πέραν της δυσκαμψίας των εφεδράνων. Για το λόγο αυτό τόσο τα αποτελέσματα όσο και το προτεινόμενο προσομοίωμα μπορούν να θεωρηθούν ρεαλιστικά μέχρι τη στιγμή που η κίνηση του καταστρώματος δεν ξεπερνά το διαθέσιμο περιθώριο και τα σώματα ανάσχεσης παραμένουν ανενεργά. Από εκείνο το σημείο και έπειτα οι μηχανισμοί αντίστασης αλλάζουν σημαντικά, στην εγκάρσια διεύθυνση ενεργοποιείται η καμπτική αντίσταση του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο, ενώ στην διαμήκη διεύθυνση ενεργοποιείται ένα μέρος της παθητικής αντίστασης των επιχωμάτων πρόσβασης των τοίχων αντιστήριξης των ακροβάθρων.

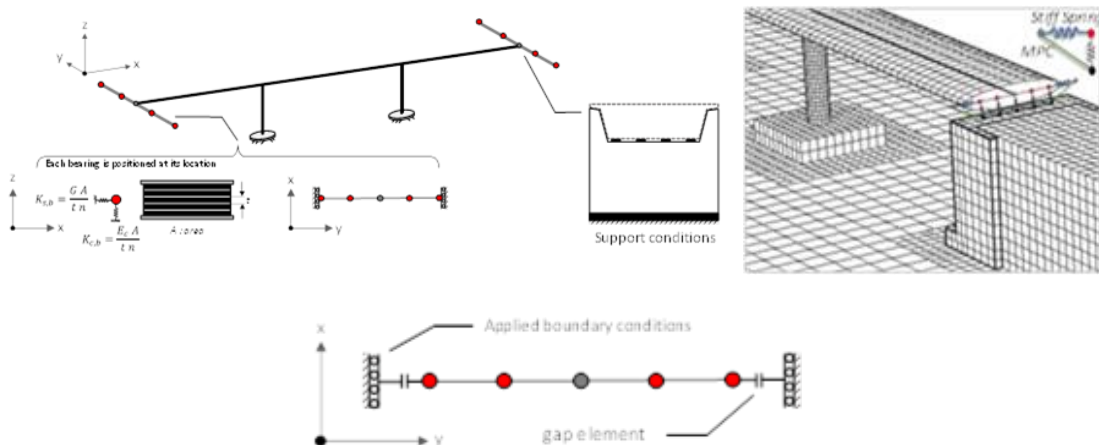
Στη συνέχεια εξετάζεται η επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης και στις δύο διευθύνσεις χρησιμοποιώντας χαρακτηριστικές περιπτώσεις γεφυρών της Αττικής Οδού. Το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα εξελίσσεται προκειμένου να λαμβάνει υπόψη την επίδραση των stoppers καθώς και το διαθέσιμο περιθώριο.

[1]. Εγκάρσια διεύθυνση



Σχήμα 2.2.47: Πιθανές κινηματικές δεσμεύσεις στα ακρόβαθρα λόγω σωμάτων ανάσχεσης **(a)** απουσία stoppers **(b)** stoppers που δρουν άμεσα και **(c)** stoppers με διαθέσιμο περιθώριο.

Όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 47** οι κινηματικές δεσμεύσεις του καταστρώματος στα ακρόβαθρα εμφανίζουν τρεις παραλλαγές. Στην πρώτη περίπτωση δεν υπάρχουν σώματα ανάσχεσης και το κατάστρωμα είναι ελεύθερο να μετακινείται στην εγκάρσια διεύθυνση στα ακρόβαθρα με μοναδική αντίσταση αυτή των εφεδράνων. Η συγκεκριμένη περίπτωση έχει εξεταστεί στις προηγούμενες ενότητες. Στη δεύτερη περίπτωση που αποτελεί το 17% των περιπτώσεων των γεφυρών της κατηγορίας MSCF/B της Αττικής Οδού τα σώματα ανάσχεσης ενεργοποιούνται ακαριαία με την σεισμική κίνηση της γέφυρας προσφέροντας κινηματική δέσμευση του καταστρώματος στις θέσεις των ακροβάθρων. Τέλος στην πλειοψηφία των περιπτώσεων (**Σχήμα 47 (c)**) τα σώματα ανάσχεσης ενεργοποιούνται αφότου η σχετική μετακίνηση του καταστρώματος ξεπεράσει το διαθέσιμο περιθώριο. Το περιθώριο αυτό κυμαίνεται για τις γέφυρες που εξετάστηκαν από 0.05m έως και 0.6m (πρακτικά ελεύθερη έδραση του καταστρώματος) με μέση τιμή 0.17m. Η προσομοίωση των τριών αυτών συνθηκών γίνεται στο αριθμητικό προσομοίωμα μέσω κατάλληλων gap elements και MPC's όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 2.2.48**.

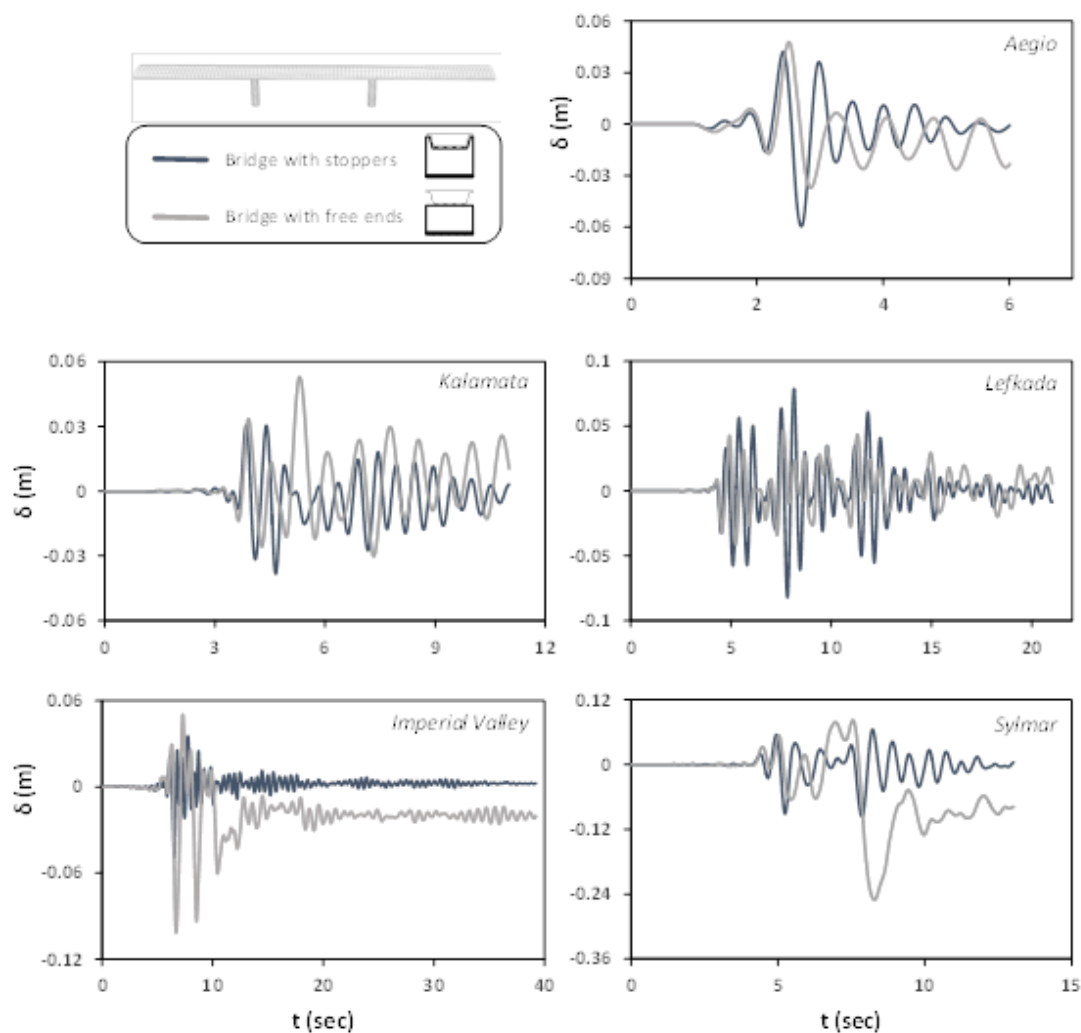


Σχήμα 48: Προσομοίωση σωμάτων ανάσχεσης με ή χωρίς διαθέσιμο περιθώριο.

Αρχικά εξετάστηκε η κατάσταση στην οποία τα stoppers δρουν ακαριαία **Σχήμα 47 (α)**. Για το σκοπό αυτό εξετάστηκαν 3 πραγματικές περιπτώσεις γεφυρών τις Αττικής Οδού στις οποίες τα σώματα ανάσχεσης δεν έχουν διαθέσιμο περιθώριο και δρουν αμέσως. Πρόκειται για τις γέφυρες Α01/ΤΕ20 και Α01/ΤΕ23 που εξετάστηκαν στις προηγούμενες ενότητες αγνοώντας τα Stoppers καθώς και την σιδηροδρομική γέφυρα Α07/ΤΕ11 (είχε εξεταστεί η οδική Α07/ΤΕ11).

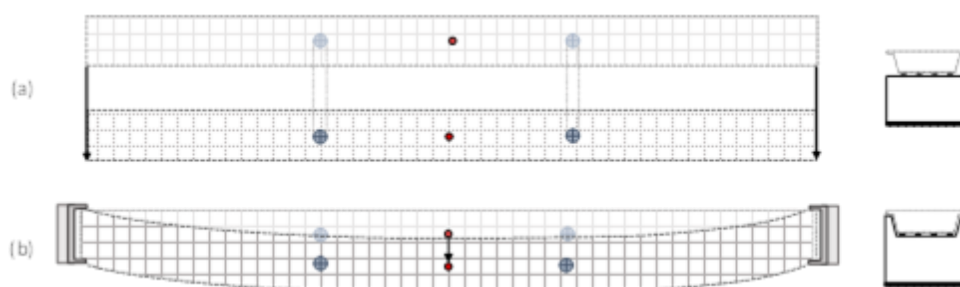
- Α01/ΤΕ20 : Επίδραση stoppers σε συμμετρική γέφυρα – Επέκταση προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος

Αρχικά ελέγχθηκε η επίδραση των stoppers στη δυναμική απόκριση της συμμετρικής γέφυρας Α01/ΤΕ20 χρησιμοποιώντας 5 πραγματικές σεισμικές καταγραφές. Στο **Σχήμα 49** παρουσιάζεται η σύγκριση της απόκρισης της γέφυρας με και χωρίς stoppers σε όρους χρονοϊστορίας σχετική μετακίνησης του καταστρώματος δ .



Σχήμα 49: Σεισμική απόκριση της συμμετρικής γέφυρας A01/TE20 με και χωρίς την προσομοίωση των σωμάτων ανάσχεσης με μηδενικό περιθώριο.

Όπως προκύπτει από τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων τα σώματα ανάσχεσης επηρεάζουν σημαντικά την απόκριση του συστήματος. Τόσο η μέγιστη και η παραμένουσα τιμή της σχετικής μετακίνησης όσο και η γενικότερη κίνηση του καταστρώματος (κύκλοι, συχνοτικό περιεχόμενο) είναι πολύ διαφορετική με και χωρίς την προσομοίωση των stoppers. Είναι ενδιαφέρον να τονιστεί ότι ενώ τα σώματα ανάσχεσης μειώνουν σημαντικά σε όλες τις περιπτώσεις τις παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις δεν συμβαίνει το ίδιο με τις μέγιστες τιμές δ . Στην περίπτωση της καταγραφής της Λευκάδας/2003 παρατηρούμε ότι η γέφυρα χωρίς την προσομοίωση των stoppers εμφανίζει μικρότερη σχετική μετακίνηση. Μία λογική εξήγηση για αυτό το γεγονός είναι ότι η γέφυρα με τα stoppers πλησιάζει περισσότερο στο συντονισμό για τη συγκεκριμένη καταγραφή σε σχέση με την περίπτωση όπου τα stoppers αγνοούνται. Επομένως η επίδραση των stoppers δεν μπορεί να θεωρηθεί a priori ευνοϊκή. Σε κάθε περίπτωση όπως παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 50** η επίδραση των stoppers είναι ιδιαίτερα σημαντική στην απόκριση της γέφυρας και δεν θα πρέπει να αγνοείται.



Σχήμα 50: Σχηματική απεικόνιση της επίδρασης των stoppers στην σεισμική κίνηση του καταστρώματος.

Μέχρι στιγμής το απλοποιημένο προσομοίωμα λάμβανε υπόψη τη συνεισφορά του καταστρώματος μόνο μέσω της στρεπτικής του δυσκαμψίας. Ωστόσο μόλις τα stoppers ενεργοποιηθούν η καμπτική αντίσταση του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο έχει ιδιαίτερα σημαντικό ρόλο στην συμπεριφορά του συστήματος και δεν μπορεί να αγνοηθεί. Η ενεργοποίηση της καμπτικής αντίστασης του καταστρώματος είτε άμεσα είτε μετά την εξάντληση ενός διαθέσιμου περιθωρίου κάνει το σύστημα σαφώς πιο δύσκαμπτο. Στην περίπτωση που εξετάζουμε εδώ (μηδενικό περιθώριο) τα εφέδρανα δεν παραμορφώνονται στην εγκάρσια διεύθυνση επομένως δεν επηρεάζουν την απόκριση του συστήματος. Η καμπτική αντίσταση του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο λαμβάνεται υπόψη στο απλοποιημένο προσομοίωμα με προσθήκη κατάλληλου μετακινησιακού ελατηρίου και αποσβεστήρα στην κορυφή του βάρου.

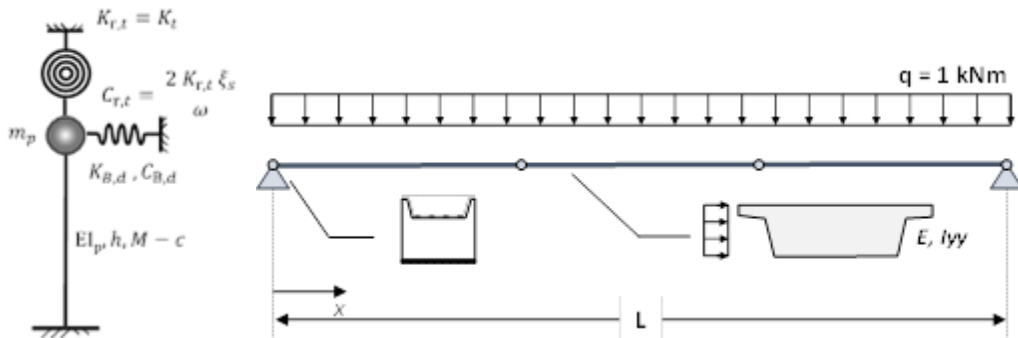
Η καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος στον ισχυρό του άξονα υπολογίζεται με βάση αναλυτικές σχέσεις τις στατική θεωρώντας το κατάστρωμα ως αμφιέριστη δοκό με κατανεμημένο μοναδιαίο φορτίο όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 38**:

$$K_{B,d}(x) = \frac{qL}{y} \quad (27)$$

όπου y υπολογίζεται:

$$y = \frac{x(L^3 - 2Lx + x^3)}{24EI} \quad (28)$$

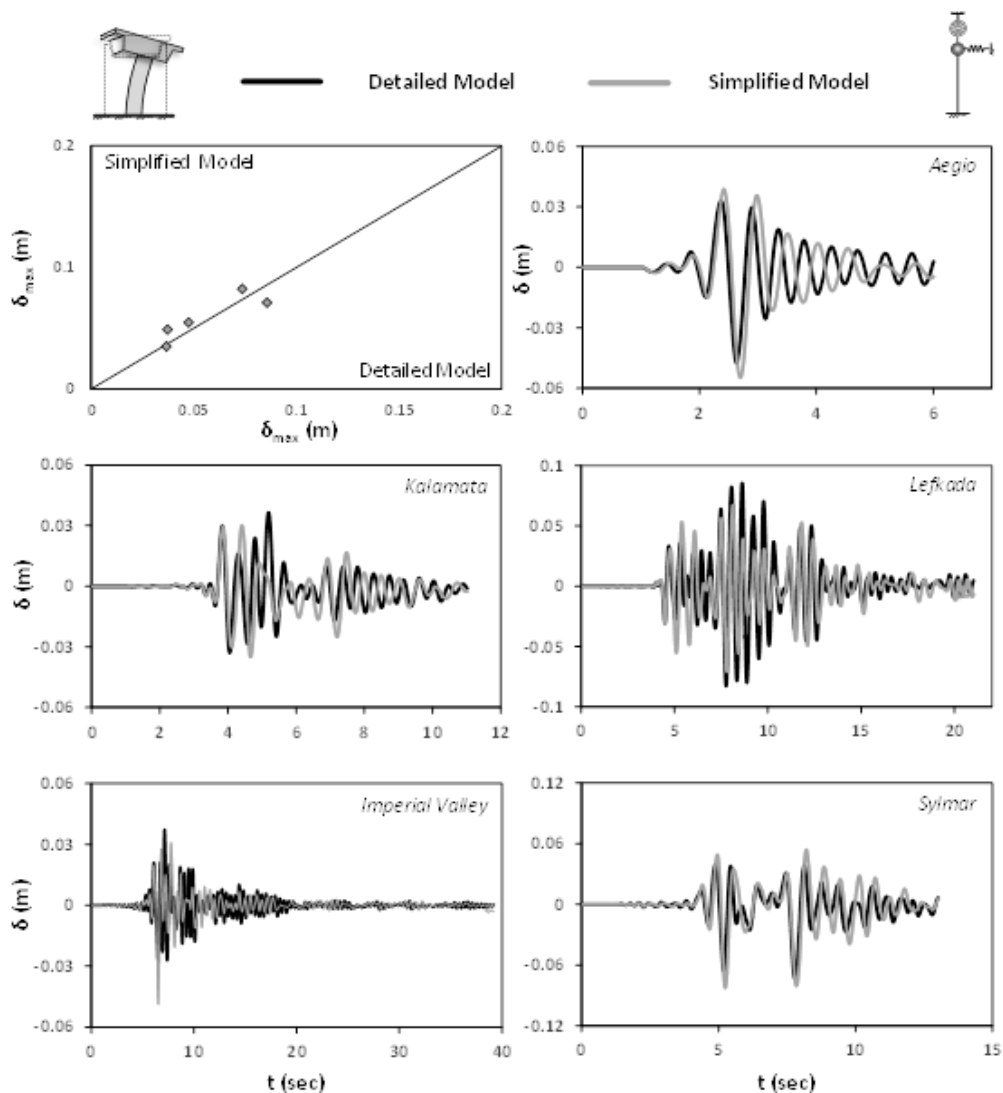
όπου x η θέση του βάθρου που εξετάζουμε, E το μέτρο ελαστικότητας, L το συνολικό μήκος και I η ροπή αδράνειας στον ισχυρό άξονα του καταστρώματος.



Σχήμα 51: Υπολογισμός της καμπτικής αντίστασης του καταστρώματος σε κάθε θέση, χρησιμοποιώντας κατανεμημένο μοναδιαίο φορτίο q .

Η μάζα του καταστρώματος κατανέμεται όπως περιγράφεται στις προηγούμενες ενότητες με βάση τη σχετική δυσκαμψία του συστήματος συνυπολογίζοντας την καμπτική αντίσταση του καταστρώματος.

Το εξελιγμένο απλοποιημένο προσομοίωμα ελέγχεται έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε 5 δυναμικές αναλύσεις. Τα αποτελέσματα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 52** σε όρους χρονοϊστορίας σχετικών μετακινήσεων και μέγιστων τιμών δ .

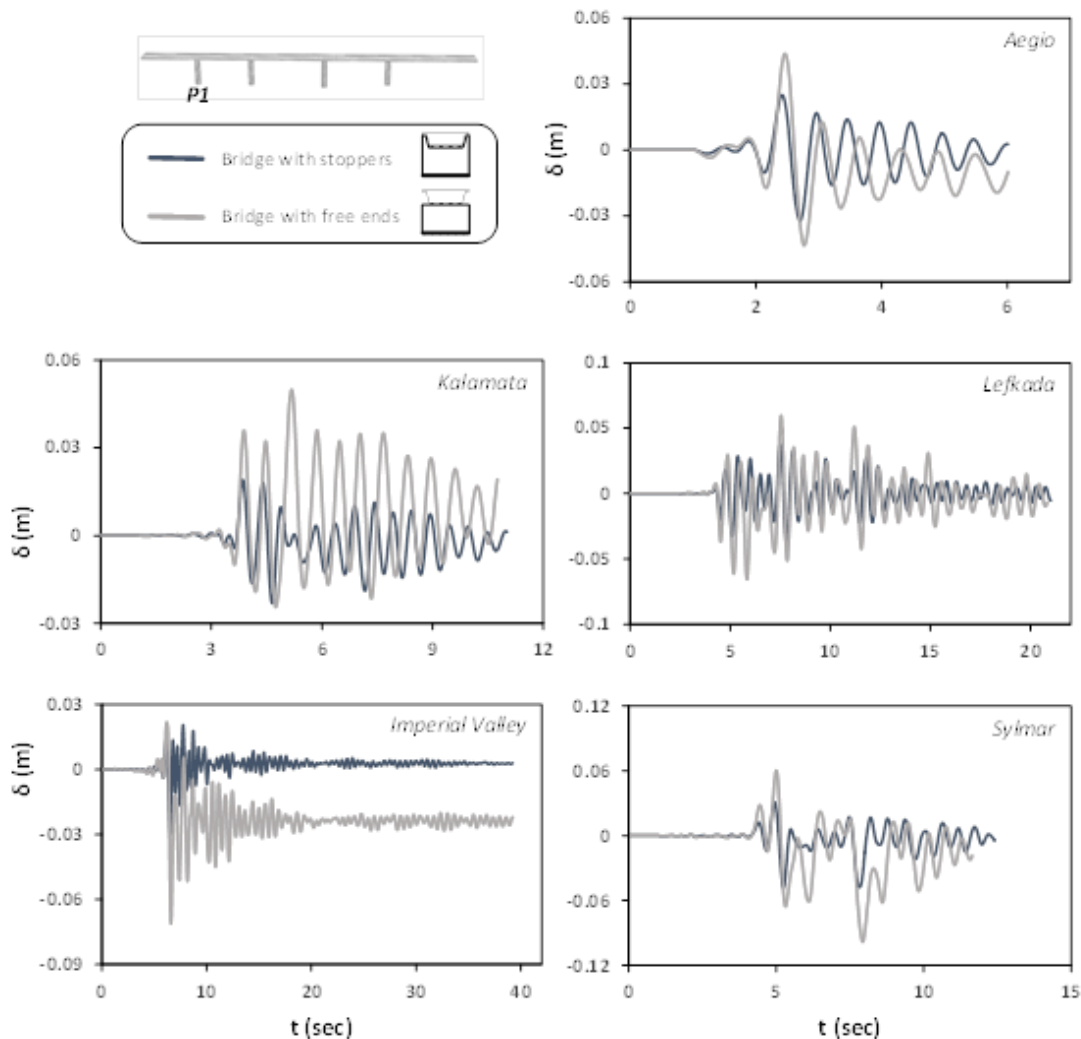


Σχήμα 52: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας A01/TE20 συνυπολογίζοντας τα σώματα ανάρσεσης έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε χρονοϊστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

Με βάση τα παραπάνω αποτελέσματα το εξελιγμένο απλοποιημένο προσομοίωμα προσφέρει πολύ καλή σύγκριση με το λεπτομερές προσομοίωμα λαμβάνοντας υπόψη την επίδραση των stoppers όταν αυτά ενεργοποιούνται αμέσως. Ωστόσο προκειμένου να γενικευτεί η χρήση του προτεινόμενου προσομοιώματος αυτό ελέγχεται σε μη συμμετρική γέφυρα και γέφυρα μικρού συνολικού ανοίγματος.

- A01/TE23 : Επίδραση stoppers σε ασύμμετρη γέφυρα – Έλεγχος προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος

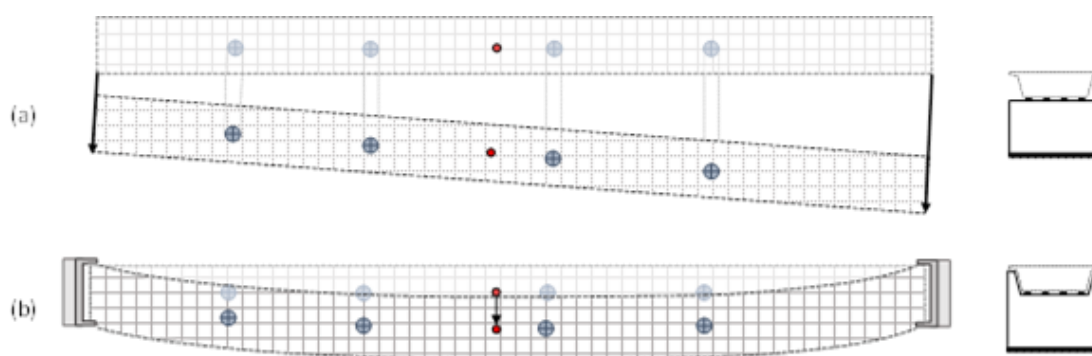
Η γέφυρα A01/TE23 εξετάστηκε ως χαρακτηριστικό παράδειγμα ασύμμετρης περίπτωσης. Το λεπτομερές προσομοίωμα τροποποιήθηκε προκειμένου να ληφθούν υπόψη τα stoppers. Η σύγκριση της απόκρισης της γέφυρας με και χωρίς τα stoppers σε 5 δυναμικές αναλύσεις παρουσιάζεται στο **Σχήμα 2.2.53**.



Σχήμα 53: Σεισμική απόκριση της ασύμμετρης γέφυρας A01/TE23 με και χωρίς την προσομοίωση των σωμάτων ανάσχεσης με μηδενικό περιθώριο.

Όπως φαίνεται και στα αποτελέσματα των αναλύσεων ακόμα και για μέτριας έντασης σεισμικές καταγραφές η επίδραση των stoppers στις ασύμμετρες γέφυρες είναι ακόμα μεγαλύτερη. Σε αυτή την περίπτωση τα σώματα ανάσχεσης επηρεάζουν θετικά την απόκριση της γέφυρας σε όλες τις περιπτώσεις τόσο σε μέγιστες όσο και παραμένουσες σχετικές μετακινήσεις.

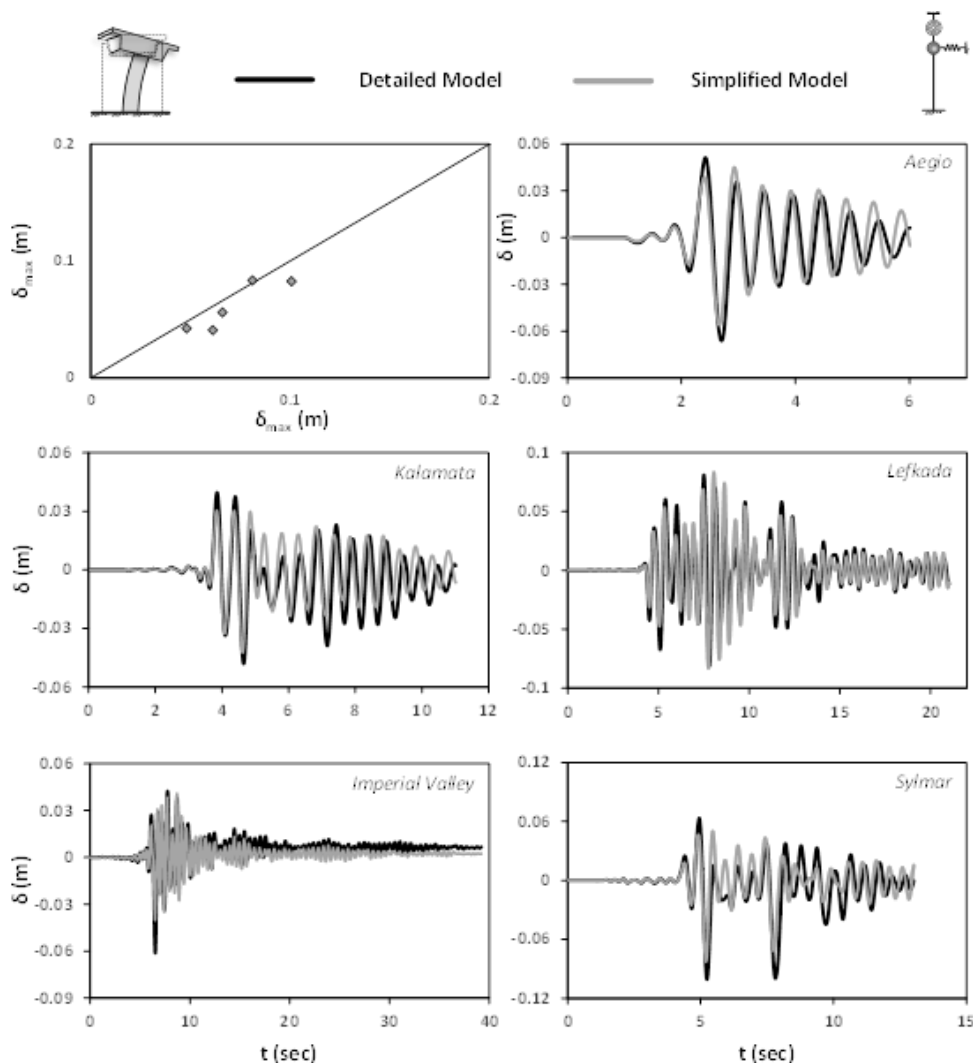
Όπως σχολιάστηκε εκτενώς σε προηγούμενη ενότητα, στις ασύμμετρες γέφυρες όταν δεν συνυπολογιστεί η επίδραση των stoppers, τα βάθρα εμφανίζουν διαφορετική σχετική μετακίνηση λόγω της στροφής του καταστρώματος στο οριζόντιο επίπεδο. Όπως απεικονίζεται σχηματικά στο **Σχήμα 54** η παρουσία των σωμάτων ανάσχεσης οδηγεί σε μία εντελώς διαφορετική εικόνα. Παρά τη γεωμετρική ασυμμετρία της γέφυρας η εγκάρσια κίνηση του καταστρώματος είναι εντελώς συμμετρική σε αυτή την περίπτωση λόγω του δεσπόζοντα ρόλου του της καμπτικής απόκρισης του καταστρώματος. Επομένως σε αυτή τη περίπτωση το κρίσιμο βάθρο δεν θα είναι ένα από τα ακραία όπως προηγουμένως αλλά αντίθετα θα είναι εκείνο το βάθρο που βρίσκεται πιο κοντά στο κέντρο του καταστρώματος (μέγιστη μετακίνηση δ)



Σχήμα 54: Σχηματική απεικόνιση της επίδρασης των stoppers στην σεισμική κίνηση του καταστρώματος στην περίπτωση ασύμμετρης γέφυρας.

Στην υπό εξέταση περίπτωση το βάθρο P3 είναι το πλησιέστερο στο κέντρο του καταστρώματος και επομένως θεωρείται κρίσιμο. Για το συγκεκριμένο βάθρο αναπτύχθηκε απλοποιημένο προσομοίωμα που συνυπολογίζει την επίδραση των stoppers όπως περιγράφεται στην προηγούμενη ενότητα. Η αποτελεσματικότητα του προτεινόμενου προσομοιώματος ελέγχεται σε 5 δυναμικές αναλύσεις έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα.

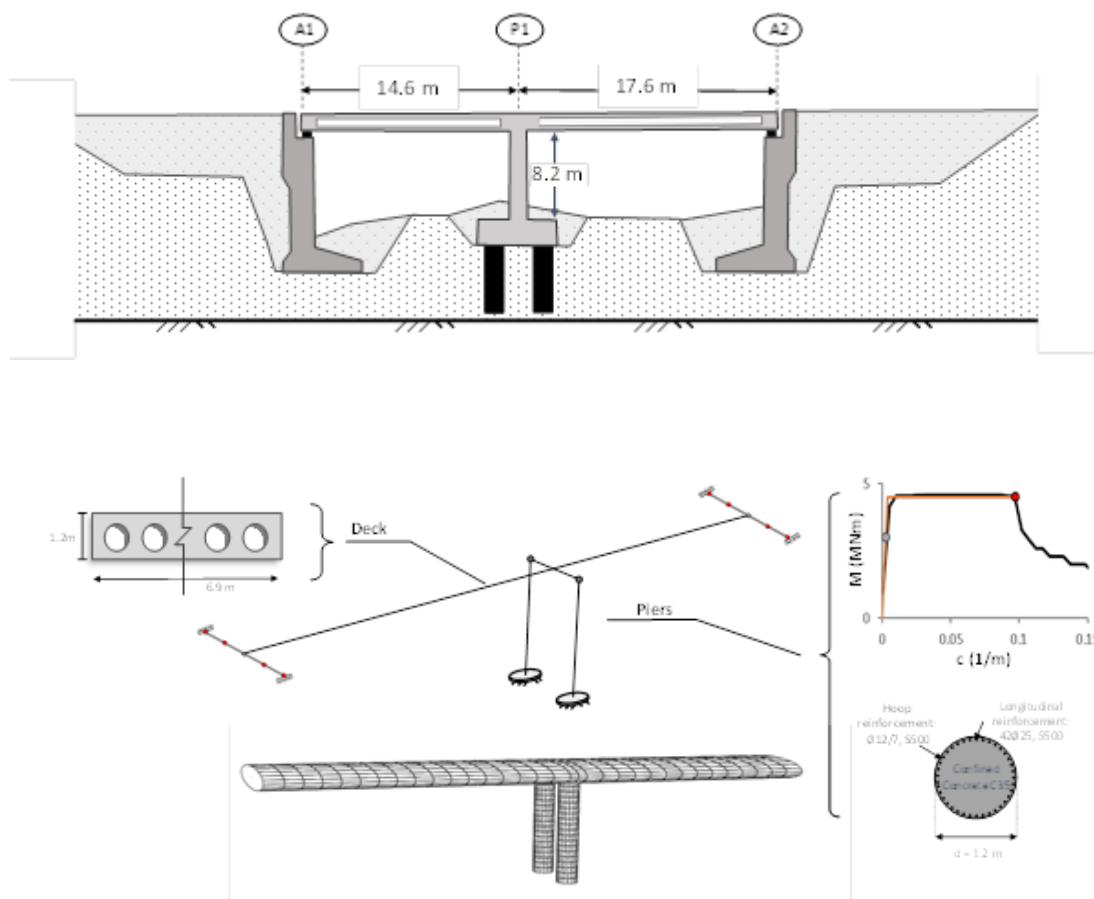
Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 55** το απλοποιημένο προσομοίωμα προσεγγίζει ιδιαίτερα ικανοποιητικά την απόκριση του λεπτομερούς. Επομένως η χρήση του εξελιγμένου προτεινόμενου προσομοιώματος μπορεί να επεκταθεί και σε ασύμμετρες γέφυρες στις οποίες τα σώματα ανάσχεσης λειτουργούν άμεσα.



Σχήμα 55: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας A01/TE23 συνυπολογίζοντας τα σώματα ανάλυσης έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε χρονοϊστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

- A07/TE11 : Επίδραση stoppers σε γέφυρα μικρού μήκους – Έλεγχος προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος

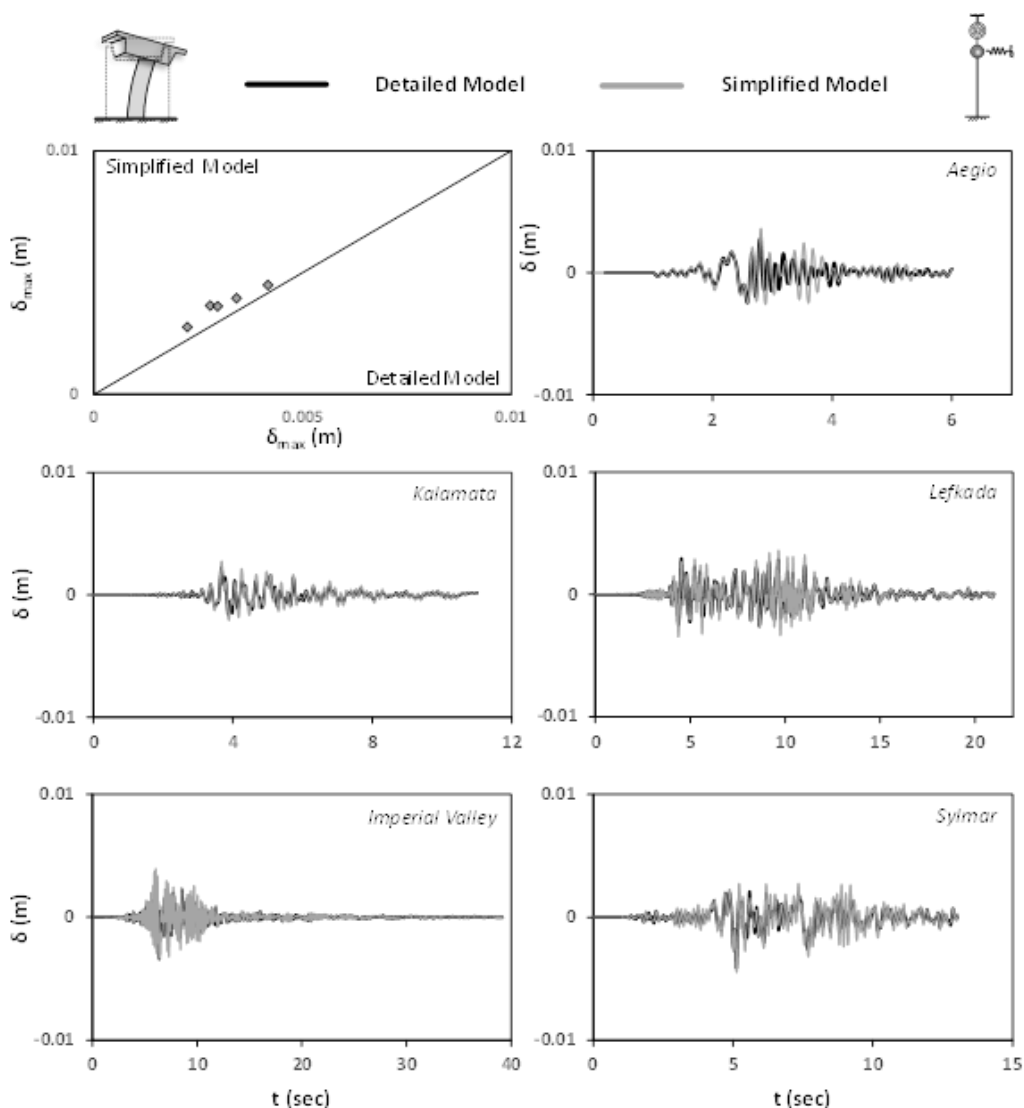
Σε γέφυρες μικρού μήκους η καμπτική δυσκαμψία του καταστρώματος στον ισχυρό του άξονα είναι πολύ μεγαλύτερη. Επομένως η επίδραση των stoppers σε αυτή την περίπτωση αναμένεται ακόμα περισσότερο σημαντική. Για τον λόγο αυτό επιλέχθηκε και εξετάστηκε η σιδηροδρομική γέφυρα A07/TE11. Πρόκειται για την γέφυρα με το μικρότερο συνολικό μήκος στην Αττική Οδό και εμφανίζει πολλές ομοιότητες με την οδική γέφυρα A07/TE11 που εξετάστηκε σε προηγούμενες ενότητες. Η διαφορά τους εντοπίζεται στο βάθος της γέφυρας που σε αυτή την περίπτωση είναι δίστηλο αλλά κυρίως στην ύπαρξη σωμάτων ανάλυσης που δρουν άμεσα. Η γεωμετρία της γέφυρας καθώς και το αριθμητικό της προσομοίωμα παρουσιάζονται στο **Σχήμα 56**.



Σχήμα 56: Σιδηροδρομική γέφυρα, Α07/ΤΕ11 της Αττικής Οδού (α) γεωμετρικά χαρακτηριστικά γέφυρας, (β) στοιχεία καταστρώματος, εφεδράνων και ανάλυση διατομής βάρου και (γ) λεπτομέρες προσομοίωμα γέφυρας.

Ακολουθώντας την ίδια μεθοδολογία αναπτύχθηκε απλοποιημένο προσομοίωμα για την συγκεκριμένη γέφυρα μικρού μήκους λαμβάνοντας υπόψη τη συνεισφορά των σωμάτων ανάρσεσης. Η επίδοση του προτεινόμενου προσομοιώματος ελέγχθηκε όπως και προηγουμένως σε 5 δυναμικές αναλύσεις.

Τα αποτελέσματα των αναλύσεων παρουσιάζονται στο **Σχήμα 57**. Όπως και αναμενόταν η επίδραση των Stoppers στην συγκεκριμένη γέφυρα μικρού ανοίγματος είναι δεσπόζουσα. Η κινηματική δέσμευση στα άκρα του καταστρώματος καθιστά το σύστημα ιδιαίτερα δύσκαμπτο. Αξίζει να σημειωθεί ότι ακόμα και για την πολύ ισχυρή καταγραφή Sylmar η σχετική μετακίνηση του καταστρώματος δεν ξεπέρασε τα 10 mm. Ωστόσο ακόμα και σε αυτήν την ακραία περίπτωση δύσκαμπτου συστήματος, το προτεινόμενο προσομοίωμα εμφανίζει εξαιρετική σύγκριση. Επομένως η χρήση του μπορεί να επεκταθεί και σε γέφυρες μικρότερου συνολικού μήκους.

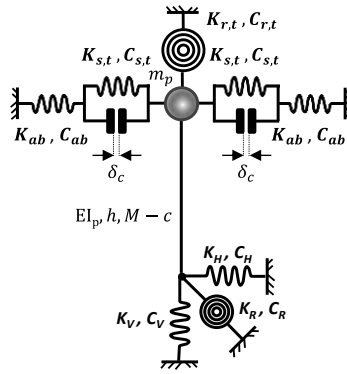


Σχήμα 58: Επαλήθευση του απλοποιημένου προσομοιώματος της γέφυρας A07/TE11 συνυπολογίζοντας τα σώματα ανάσχεσης έχοντας ως αναφορά το λεπτομερές προσομοίωμα σε χρονιοιστορίες δ και μέγιστες τιμές δ_{max} .

- **Σώματα ανάσχεσης με διαθέσιμο περιθώριο**

Μέχρι στιγμής εξετάστηκαν 2 ακραίες περιπτώσεις: γέφυρες χωρίς σώματα ανάσχεσης (**Σχήμα 47 (α)**) και γέφυρες με σώματα ανάσχεσης που δρουν αμέσως (**Σχήμα 47 (β)**). Ωστόσο οι περισσότερες περιπτώσεις αποτελούν μία ενδιάμεση κατάσταση μιας και υπάρχει ένα διαθέσιμο περιθώριο κίνησης του καταστρώματος προτού ενεργοποιηθούν τα σώματα ανάσχεσης (**Σχήμα 47 (γ)**).

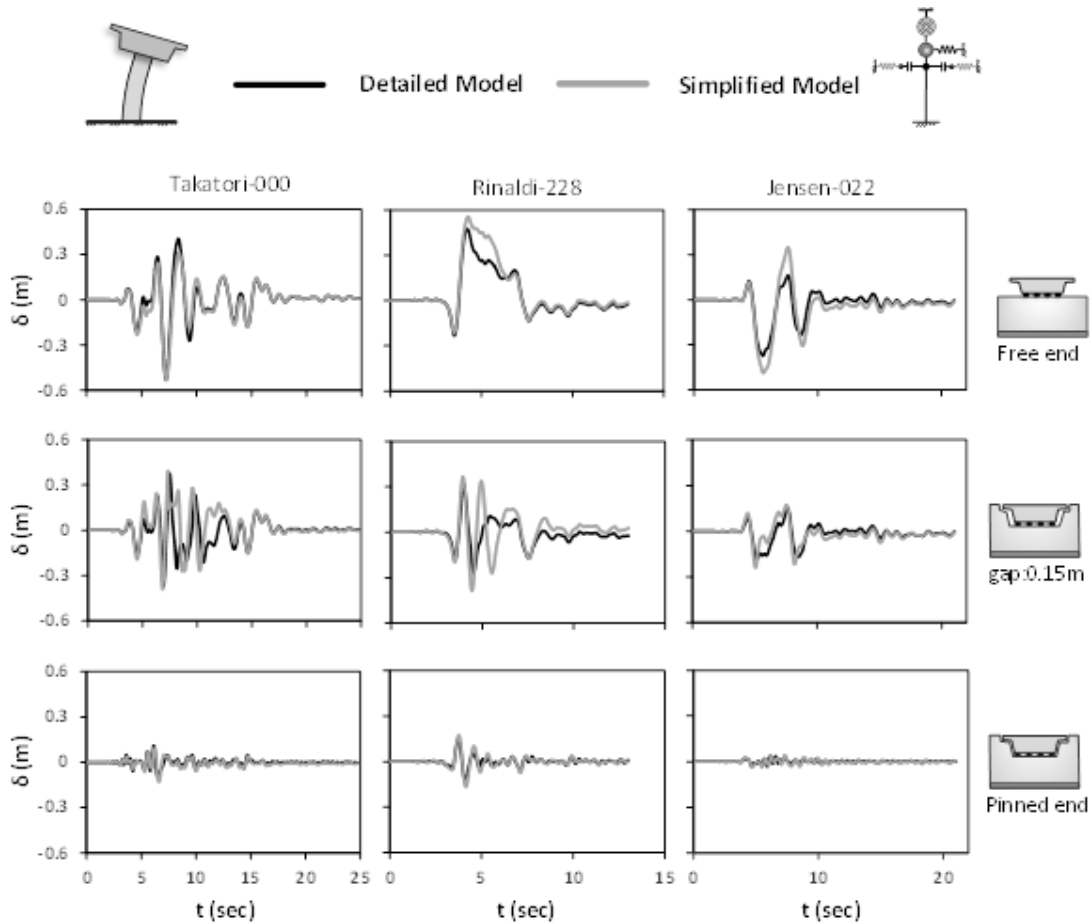
Σε αυτή την ενότητα εξετάζεται αυτή η ενδιάμεση περίπτωση χρησιμοποιώντας ως ενδεικτικό παράδειγμα την γέφυρα A01/TE20. Για το λόγω αυτό τόσο το λεπτομερές και το απλοποιημένο προσομοίωμα τροποποιήθηκαν κατάλληλα.



Σχήμα 59: Τελική μορφή προτεινόμενου προσομοιώματος στην εγκάρσια διεύθυνση που λαμβάνει υπόψη τη συνεισφορά των κύριων δομικών μελών, τη μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής και της συνεισφορά των σωμάτων ανάσχεσης.

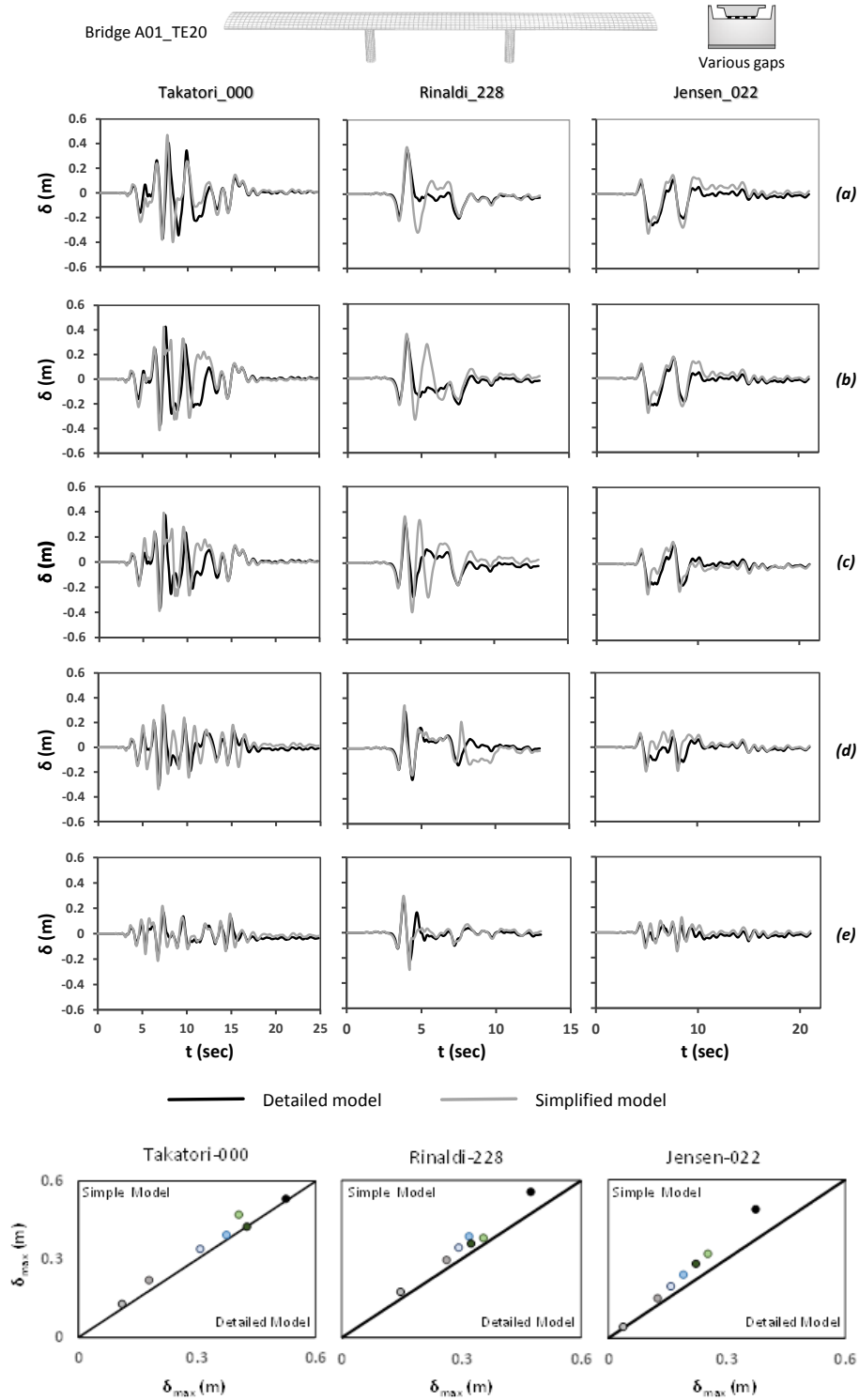
Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 59**: η τελική μορφή του προτεινόμενου απλοποιημένου προσομοιώματος συνδυάζει τα 2 προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν προηγουμένως με την προσθήκη 2 κατάλληλων gap elements. Τα δύο αυτά gap elements παραμένουν ανενεργά μέχρι η κίνηση του καταστρώματος να ξεπεράσει το διαθέσιμο περιθώριο s_c . Μέχρι αυτό το σημείο ενεργούν τα δύο γραμμικά ελατήρια $K_{s,t}$ που προσομοιώνουν την συνεισφορά των εφεδράνων των ακροβάθρων. Πέρα από αυτή την μετακίνηση τα gap elements «κλείνουν» και επομένως τα εφέδρανα δεν παραμορφώνονται παραπάνω. Η περαιτέρω κίνηση του καταστρώματος ενεργοποιεί τα ελατήρια K_{ab} που προσομοιώνουν την καμπτική αντίσταση του καταστρώματος στον ισχυρό τους άξονα που ενεργοποιείται λόγω των σωμάτων ανάσχεσης. Στην τελική του μορφή το προτεινόμενο προσομοίωμα στην εγκάρσια διεύθυνση συνυπολογίζει την συνεισφορά των κύριων δομικών μερών (κατάστρωμα, εφέδρανα ακροβάθρων), την μη γραμμική αλληλεπίδραση εδάφους κατασκευής καθώς και την επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης με οποιοδήποτε διαθέσιμο περιθώριο.

Στη συνέχεια πραγματοποιήθηκε μία παραμετρική διερεύνηση ως προς το διαθέσιμο περιθώριο s_c : 0.05 m, 0.10 m, 0.15 m, 0.2 m, and 0.25 m. Χρησιμοποιήθηκαν τρεις πολύ ισχυρές καταγραφές προκειμένου να ελεγχθεί η αποτελεσματικότητα του τελικού προτεινόμενου προσομοιώματος (Takatori, Rinaldi, και Jensen). Μία σύνοψη των αποτελεσμάτων παρουσιάζεται στο σχήμα **Σχήμα 60** για $s_c = 0$ (stoppers που δρουν αμέσως), 0.15 m (stoppers με διαθέσιμο περιθώριο), and ∞ (γέφυρα χωρίς stoppers). Τα αναλυτικά αποτελέσματα της παραμετρικής διερεύνησης συγκεντρώνονται στο **Σχήμα 61**.



Σχήμα 60: Παραμετρική μελέτη της αποτελεσματικότητας του απλοποιημένου προσομοιώματος σε σχέση με το διαθέσιμο περιθώριο (**α**) $sc = \infty$, (**β**) $sc = 0,15$ και (**γ**) $sc = 0$ για 3 πολύ ισχυρές καταγραφές (Takatori-000, Rinaldi-228, Jensen-022).

Ένα πρώτο βασικό συμπέρασμα που προκύπτει είναι ότι το διαθέσιμο περιθώριο σχετική μετακίνησης του καταστρώματος προτού ενεργοποιηθούν τα σώματα ανάσχεσης έχει πολύ σημαντικό ρόλο στη σεισμική συμπεριφορά του συστήματος. Το τελικό προτεινόμενο προσομοίωμα προβλέπει με ιδιαίτερα ικανοποιητική ακρίβεια τη συμπεριφορά της γέφυρας για κάθε τιμή του διαθέσιμου περιθωρίου από γέφυρες όπου τα stoppers δρουν άμεσα (μηδενικό περιθώριο) μέχρι γέφυρες που δεν διαθέτουν stoppers (∞ περιθώριο). Επομένως έχοντας εξεταστεί σε όλο το εύρος των τυπολογιών η χρήση του μπορεί να επεκταθεί σε όλες τις γέφυρες της κατηγορίας MSFC/B για την εγκάρσια διεύθυνση.



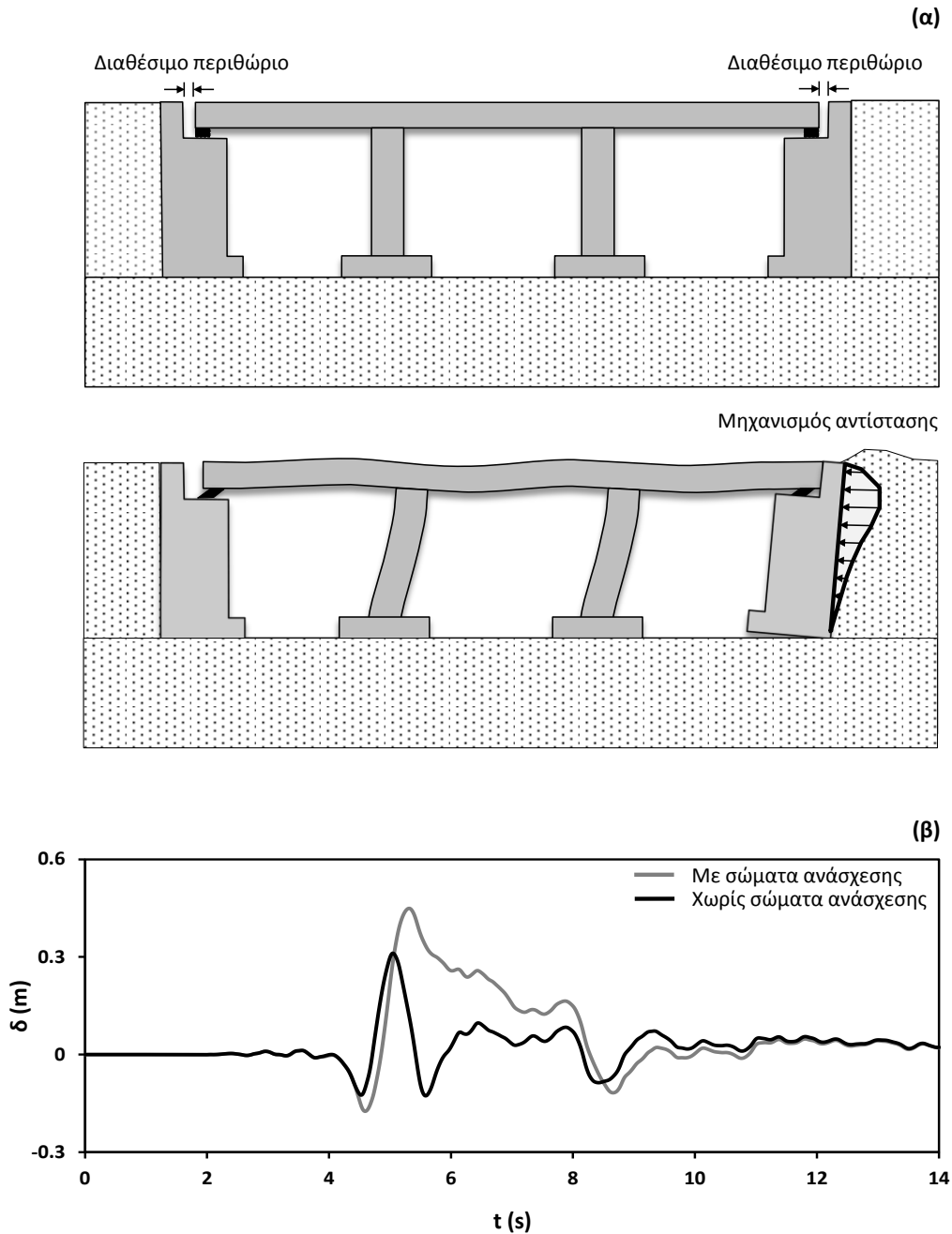
Σχήμα 61: Παραμετρική μελέτη της αποτελεσματικότητας του απλοποιημένου προσομοιώματος σε σχέση με το διαθέσιμο περιθώριο (α) $sc = 0.5$, (β) $sc = 0,1$ (γ) $sc = 0,15$, (δ) $sc = 0,20$ και (ϵ) $sc = 0,25$ για 3 πολύ ισχυρές καταγραφές (Takatori-000, Rinaldi-228, Jensen-022).

[2]. Διαμήκης διεύθυνση

Επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης στη σεισμική απόκριση γεφυρών

Οι περισσότερες σύγχρονες γέφυρες είναι εφοδιασμένες με σώματα ανάσχεσης. Τα τελευταία είτε έχουν ένα σημαντικό κενό από το κατάστρωμα και ως εκ τούτου ενεργοποιούνται μετά από μια σημαντική σχετική μετακίνηση καταστρώματος-ακροβάθρου, είτε είναι σχεδόν σε επαφή με το κατάστρωμα όντας ανενεργά για τα φορτία λειτουργίας, αποτρέποντας ωστόσο σχεδόν κάθε σεισμική μετακίνηση στο ακρόβαθρο. Στην ως τώρα εργασία μας, η παρουσία των σωμάτων ανάσχεσης αγνοήθηκε και το κατάστρωμα θεωρήθηκε ότι δεν έχει κανένα περιορισμό στα ακρόβαθρα, εκτός της διατμητικής αντίστασης των εφεδράνων. Ως εκ τούτου, τα προηγούμενα αποτελέσματα θεωρούνται ρεαλιστικά και αντιπροσωπευτικά με την προϋπόθεση ότι η μετακίνηση του καταστρώματος δεν ξεπερνάει το διαθέσιμο κενό από τα ακρόβαθρα (δ_c).

Μετά από αυτό το σημείο, όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 62 (α)**, τα σώματα ανάσχεσης ενεργοποιούνται, εμποδίζοντας τη κίνηση του καταστρώματος αναλαμβάνοντας ένα σημαντικό ποσοστό της αδράνειάς του. Με αυτό το τρόπο, τα σώματα ανάσχεσης περιορίζουν τη μετακίνηση του καταστρώματος κάτω από ένα ορισμένο όριο. Σχεδιάζονται για να περιορίσουν τη πιθανότητα το κατάστρωμα να ανατραπεί από τη βάση του και να εξασφαλίσουν τη δομική ακεραιότητα της γέφυρας σε ακραίες σεισμικές μετακινήσεις. Επιπρόσθετα, τα σώματα ανάσχεσης προστατεύουν τα εφέδρανα από υπέρμετρες σεισμικές παραμορφώσεις και ως εκ τούτου ελέγχουν τις σεισμικές μετακινήσεις του καταστρώματος. Για το σκοπό αυτό, η προηγούμενη εξεταζόμενη γέφυρα A01-TE20 χρησιμοποιείται για να διερευνηθεί η επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης στη δυναμική απόκριση του συστήματος. Το ιδιαίτερα καταστρεπτικό επιταχυνσιογράφημα Rinaldi-228 επιλέγεται για την ανάλυση προκειμένου η σεισμική μετακίνηση του καταστρώματος να ξεπεράσει το διαθέσιμο κενό καταστρώματος-ακροβάθρου και να ενεργοποιηθούν τα σώματα ανάσχεσης. Όπως φαίνεται ενδεικτικά στο **Σχήμα 62 (β)**, τα αποτελέσματα της ανάλυσης δείχνουν τη σημαντική επίδραση των σωμάτων ανάσχεσης στη σεισμική απόκριση του συστήματος και γι' αυτό το λόγο δεν πρέπει να αγνοούνται.

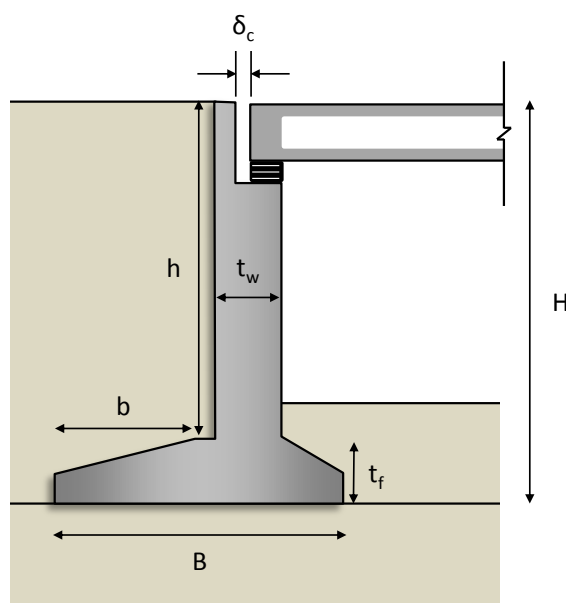


Σχήμα 62: (α) Σχηματική απεικόνιση του μηχανισμού αντίστασης που ενεργοποιείται όταν το κατάστρωμα συγκρούεται με τα σώματα ανάσχεσης στο ακρόβαθρο, και (β) σύγκριση του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος που λαμβάνει υπόψη τα σώματα ανάσχεσης με αυτό που δε τα περιλαμβάνει σε όρους χρονοϊστορίας μετακίνησης καταστρώματος (drift), ενδεικτικά για το επιταχυνσιογράφημα Rinaldi_228.

Τα αποτελέσματα αυτά συμβαδίζουν με τη διαθέσιμη έρευνα στο συγκεκριμένο πρόβλημα. Πιο συγκεκριμένα, πολλοί ερευνητές έχουν τονίσει τη σημασία της προσομοίωσης των σωμάτων ανάσχεσης στα ακρόβαθρα στη σεισμική απόκριση γεφυρών στη διαμήκη διεύθυνση (π.χ., El-Gamal and Siddharthan, 1998; Faraji et al., 2001; Charman et al., 2005; Wood et al., 2007; Wood, 2009). Επιπρόσθετα, εκτός των θεωρητικών μελετών σχετικά με τη συμπεριφορά ακροβάθρων γεφυρών, πολλές πειραματικές μελέτες έχουν πραγματοποιηθεί για διαφορετικούς τύπους ακροβάθρων και επιχωμάτων πρόσβασης, σε όρους στατικής μονοτονικής (Duncan and Mokwa, 2001; Wilson and Elgamal, 2009) ή ανακυκλικής φόρτισης (Thurston, 1986a; 1986b; 1987; Maroney and Chai, 1994; Maroney et al., 1994; Gadre and Dobry, 1998; Rollins and Cole, 2006; Heiner et al., 2008) καθώς και πειραμάτων σε φυγοκεντρική (Crouse et al., 1985; Gadre and Dobry, 1998).

Συνηθισμένες τυπολογίες τοίχων αντιστήριξης ακροβάθρων

Εξετάζοντας τις 190 γέφυρες της Αττικής Οδού, συμπεραίνεται ότι η πιο συνηθισμένη τυπολογία τοίχου αντιστήριξης ακροβάθρου είναι ένας τοίχος σχήματος ανεστραμμένου T, όπως σχηματικά παρουσιάζεται στο **Σχήμα 63**. Όπως αναμένεται, υπάρχει μεγάλο εύρος στις διαστάσεις των τοίχων αυτών για ένα σύνολο 190 περιπτώσεων. Παρόλα αυτά, ο τοίχος αντιστήριξης του ακροβάθρου της εξεταζόμενης γέφυρας Α01-ΤΕ20 είναι μια τυπική περίπτωση και ως εκ τούτου χρησιμοποιείται ως αντιπροσωπευτικό παράδειγμα για τις επόμενες αναλύσεις.



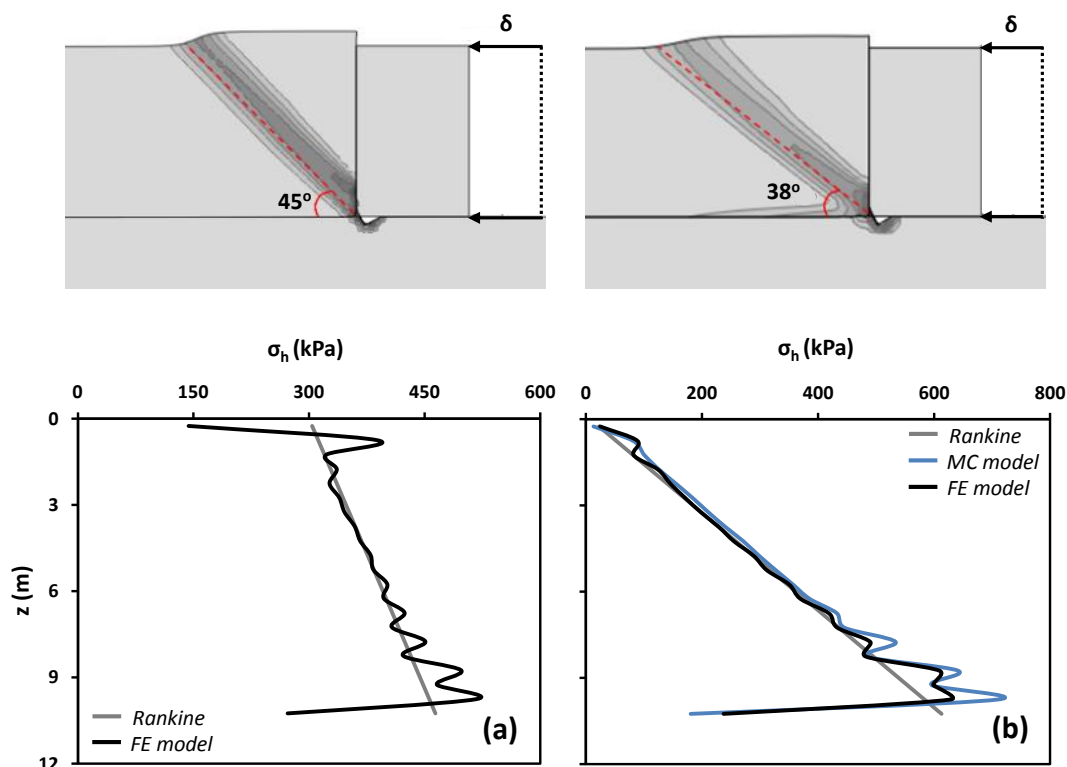
Σχήμα 63: Σχηματική απεικόνιση της πιο συνηθισμένης τυπολογίας τοίχων αντιστήριξης ακροβάθρων γεφυρών αυτοκινητοδρόμων.

Εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ επιχώματων πρόσβασης και χρησιμοποιούμενα καταστατικά μοντέλα

Δύο εξιδανικευμένα εδαφικά προφίλ χρησιμοποιούνται για το επίχωμα πρόσβασης προκειμένου να εξεταστεί η δυναμική απόκριση τοίχων ανεστραμμένου T τόσο σε συνεκτικό όσο και σε μη συνεκτικό έδαφος. Στη περίπτωση συνεκτικού εδάφους θεωρείται ένα εξιδανικευμένο επίχωμα ύψους 10.5 m, το οποίο αποτελείται από ομοιογενή στιφρή άργιλο αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150$ kPa. Αντίθετα στη περίπτωση μη συνεκτικού εδάφους θεωρείται ένα εξιδανικευμένο επίχωμα ύψους 10.5 m, αποτελούμενο από μέσης έως υψηλής πυκνότητας άμμο με κρίσιμη γωνία τριβής $\varphi=35^\circ$.

Και τα δύο εδαφικά προφίλ προσομοιώνονται στο κώδικα πεπερασμένων στοιχείων Abaqus με εξαεδρικά στοιχεία συνεχούς μέσου. Η μη γραμμική συμπεριφορά του εδάφους προσομοιώνεται με ένα κινηματικό μοντέλο κράτυνσης, χρησιμοποιώντας το κριτήριο αστοχίας Von Mises και ένα συσχετισμένο νόμο πλαστικής ροής [Anastasopoulos et al., 2011; Gerolymos & Gazetas, 2005]. Η βαθμονόμηση των παραμέτρων του μοντέλου προϋποθέτει τη γνώση των ακόλουθων παραμέτρων: (α) τις παραμέτρους που καθορίζουν την αντοχή του εδάφους (S_u για την άργιλο και φ για την άμμο); (β) τη δυσκαμψία σε πολύ μικρές παραμορφώσεις (εκφραζόμενη μέσω του G_o ή του V_s); και (γ) τη μείωση της δυσκαμψίας με τη παραμόρφωση (καμπύλες $G-\gamma$ και $\xi-\gamma$). Περισσότερες λεπτομέρειες για το μοντέλο μπορούν να βρεθούν στο Anastasopoulos et al. [2011].

Προκειμένου να επαληθευθεί η καταλληλότητα των επιλεγμένων καταστατικών μοντέλων και για τα 2 εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ, αναπτύσσεται διδιάστατο προσομοίωμα ενός τοίχου βαρύτητας που έχει το ίδιο ύψος (H) και πλάτος θεμελίωσης (B) με τον εξεταζόμενο τοίχο ανεστραμμένου T. Στη συνέχεια στον τοίχο αυτό επιβάλλεται στατική μονοτονική φόρτιση με στόχο να προκληθεί παθητικού τύπου αστοχία στο επίχωμα πρόσβασης. Και για τα 2 εδαφικά προφίλ οι διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος αγνοείται προκειμένου τα αποτελέσματα να είναι συγκρίσιμα με τις διαθέσιμες θεωρητικές λύσεις (Rankine, 1857). Στη περίπτωση της άμμου τα αποτελέσματα της ανάλυσης συγκρίνονται επιπρόσθετα με τα αντίστοιχα του μοντέλου Mohr-Coulomb. Στο **Σχήμα 64** παρουσιάζονται τα αποτελέσματα της ανάλυσης σε όρους κατανομής οριζόντιων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος. Παρατηρείται ικανοποιητική σύγκλιση των αποτελεσμάτων τόσο με τη θεωρητική λύση όσο και με το μοντέλο Mohr-Coulomb στη περίπτωση της άμμου. Επιπρόσθετα ο μηχανισμός αστοχίας του επιχώματος καθώς και το πρίσμα αστοχίας και για τα 2 εδαφικά προφίλ είναι επίσης σε ικανοποιητική σύγκλιση με τα θεωρητικά αναμενόμενα.

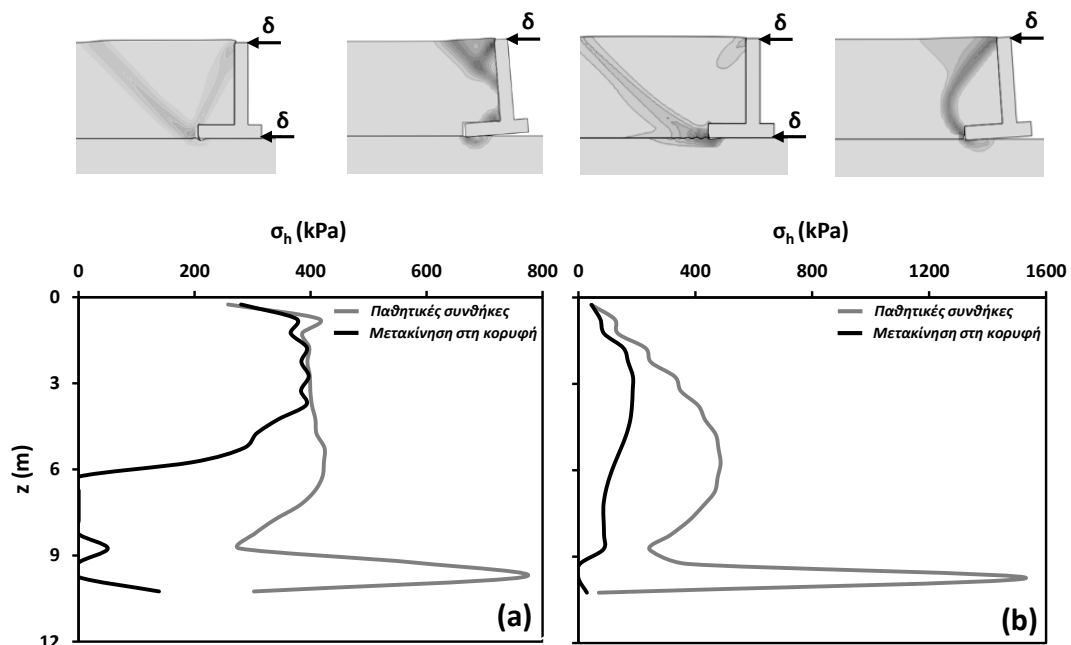


Σχήμα 64: Επαλήθευση του απλοποιημένου καταστατικού μοντέλου (Anastasopoulos et al., 2011) σε όρους πρισμάτων αστοχίας (πάνω σειρά) και κατανομής οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος (κάτω σειρά) για τη περίπτωση **(α)** αργιλικού επιχώματος, και **(β)** αμμώδους.

Μηχανισμός αντίστασης ακροβάθρων

Προηγουμένως αναπτύχθηκε ένα διδιάστατο προσομοίωμα ενός τοίχου βαρύτητας στον οποίο επιβλήθηκε στατική μονοτονική φόρτιση και με αυτό το τρόπο επαληθεύτηκε η καταλληλότητα των καταστατικών προσομοιωμάτων για το επίχωμα πρόσβασης. Η απόκριση τέτοιου τύπου ακροβάθρων σε συνθήκες επιβολής παθητικού τύπου αστοχίας στο επίχωμα είναι αντικείμενο μελέτης πολλών ερευνητών όπως αναφέρθηκε προηγουμένως. Πιο συγκεκριμένα, οι υπάρχουσες τόσο θεωρητικές όσο και πειραματικές μελέτες, εξ' όσων γνωρίζουν οι συγγραφείς, αναφέρονται σε παθητικού τύπου αστοχία στο επίχωμα ως αποτέλεσμα της οριζόντιας μετακίνησης τοίχων αντιστήριξης προς το μέρος του επιχώματος. Ωστόσο, στη περίπτωση τοίχων αντιστήριξης ακροβάθρων τύπου ανεστραμμένου T, ο μηχανισμός αστοχίας στο επίχωμα πρόσβασης ο οποίος προκαλείται όταν το κατάστρωμα της γέφυρας «συγκρουστεί» με τα σώματα ανάσχεσης στο ακρόβαθρο είναι πολύ διαφορετικός σε σχέση με τις παθητικές συνθήκες αστοχίας.

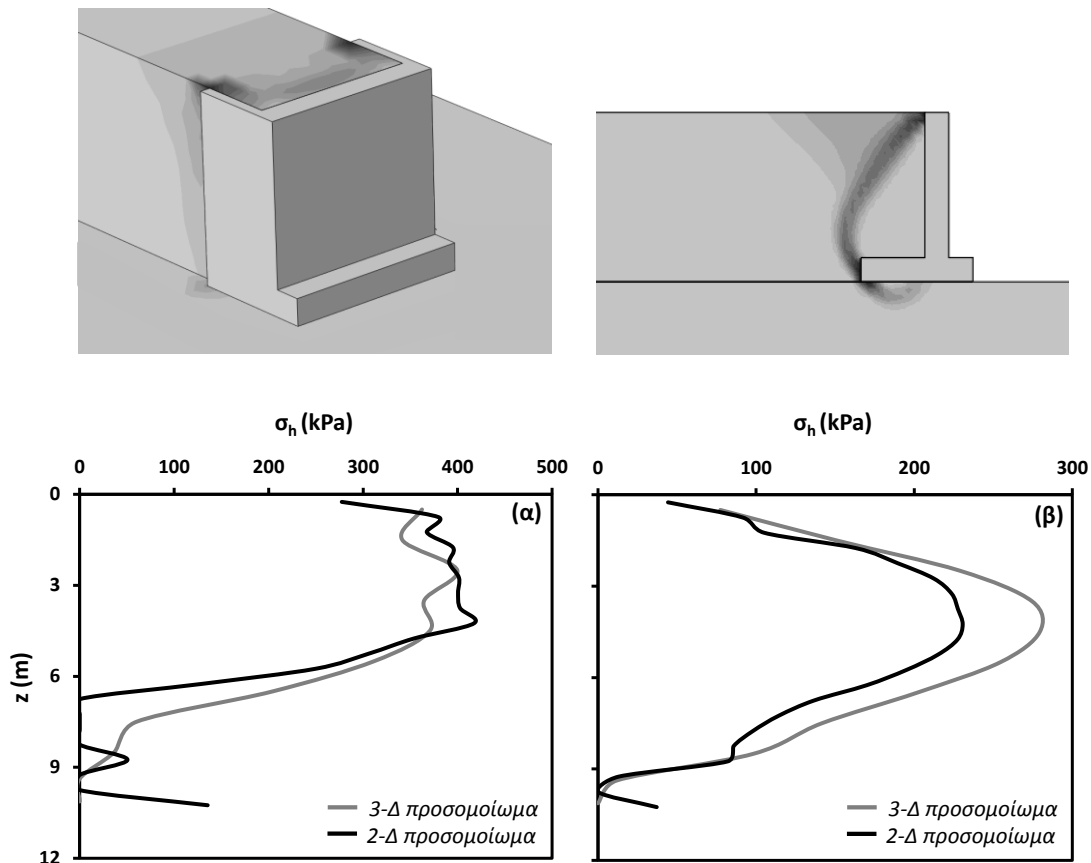
Προκειμένου να διερευνηθεί αυτός ο μηχανισμός αντίστασης, αναπτύσσεται ένα διδιάστατο προσομοίωμα του ακροβάθρου της γέφυρας Α01-ΤΕ20, το οποίο θεωρείται αντιπροσωπευτικό των ακροβάθρων των γεφυρών της Αττικής Οδού. Αρχικά πραγματοποιείται διδιάστατη ανάλυση, ενώ στη συνέχεια τα αποτελέσματά της συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της τρισδιάστατης, προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση του πλάτους του τοίχου και της παρουσίας πτερυγότοιχων στη οριζόντια αντίσταση τέτοιων συστημάτων. Η απόκριση του εξεταζόμενου ακροβάθρου ελέγχεται σε στατική μονοτονική φόρτιση και για τα 2 εδαφικά προφίλ για το επίχωμα. Δύο διαφορετικές αναλύσεις πραγματοποιούνται για κάθε εδαφικό προφίλ. Αρχικά η ίδια μετατόπιση επιβάλλεται στην κορυφή και βάση του τοίχου αντιστήριξης προκειμένου να προκληθεί παθητικού τύπου αστοχία στο επίχωμα. Στη συνέχεια, η ίδια μετατόπιση με πριν επιβάλλεται μόνο στη κορυφή του τοίχου (στο ύψος του καταστρώματος), με σκοπό να προσομοιωθεί η φόρτιση που επιβάλλεται στο ακρόβαθρο, όταν το κατάστρωμα συγκρούεται με τα σώματα ανάσχεσης. Στο **Σχήμα 65** παρουσιάζεται η σύγκριση μεταξύ των δύο διαφορετικών αναλύσεων σε όρους μηχανισμού αστοχίας στο επίχωμα και κατανομής οριζόντιων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος και για τα δύο εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ. Συμπεραίνεται ότι τόσο ο μηχανισμός αστοχίας όσο και η κατανομή οριζόντιων τάσεων με το βάθος είναι πολύ διαφορετικά μεταξύ των δύο αναλύσεων και για τα δύο εδαφικά προφίλ. Ως εκ τούτου στο επόμενο κεφάλαιο το συγκεκριμένο πρόβλημα εξετάζεται λεπτομερώς.



Σχήμα 65: Σύγκριση της απόκρισης τυπικού ακροβάθρου στο οποίο επιβάλλεται παθητικού τύπου αστοχία και μετακίνηση μόνο στη κορυφή του τοίχου αντιστήριξης, σε όρους πρισμάτων αστοχίας και κατανομής οριζοντίων τάσεων με το βάθος για τη περίπτωση **(α)** αργιλικού επιχώματος, και **(β)** αμμώδους.

3-Δ vs. 2-Δ ανάλυση

Προκειμένου να εξεταστεί σε βάθος η στατική απόκριση τέτοιων τυπικών ακροβάθρων απαιτείται παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος. Η πραγματοποίηση μιας τέτοιας διερεύνησης προϋποθέτει πλήθος αναλύσεων. Η χρήση λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος του ακροβάθρου της γέφυρας Α01-ΤΕ20 για τις αναλύσεις αυτές απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό κόστος. Για το λόγο αυτό, κρίνεται αναγκαία η ανάπτυξη διδιάστατου προσομοιώματος του εξεταζόμενου ακροβάθρου. Στις διεπιφάνειες τοίχου-επιχώματος επιτρέπεται η ανάπτυξη μέγιστης διατμητικής τάσης ίσης με $0.5 \cdot S_u$ στη περίπτωση της αργίλου, ενώ υιοθετείται συντελεστής τριβής $\mu = 0.76 \cdot \phi$ για την άμμο, σύμφωνα με τις ελάχιστες τιμές κατά Rotundy [1961]. Προκειμένου να εξεταστεί η καταλληλότητα του 2-Δ προσομοιώματος, τα αποτελέσματα της 2-Δ στατικής ανάλυσης συγκρίνονται με τα αντίστοιχα της 3-Δ, όπως προέκυψαν χρησιμοποιώντας το λεπτομερές προσομοίωμα.



Σχήμα 66: Σύγκριση της απόκρισης του ακροβάθρου του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος με το αντίστοιχο απλούστερο 2-Δ προσομοίωμα, σε όρους κατανομής οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη μεσαία διατομή της διεπιφάνειας τοίχου-επιχώματος για τη περίπτωση (α) αργιλικού, και (β) αμμώδους επιχώματος.

Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 66** σε όρους κατανομής οριζόντιων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος, η αντίσταση του ακροβάθρου με βάση την 3-Δ ανάλυση είναι παρόμοια με τη 2-Δ και για τα 2 εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ. Ως εκ τούτου το 2-Δ προσομοίωμα μπορεί να χρησιμοποιηθεί για τη παραμετρική διερεύνηση. Επιπρόσθετα, συμπεραίνεται ότι το πλάτος του τοίχου καθώς και η ύπαρξη περυγότοιχων δεν επηρεάζουν σημαντικά τη στατική απόκριση τέτοιων συστημάτων.

Διαστατική ανάλυση

Η διαστατική ανάλυση είναι ένα μαθηματικό εργαλείο που πηγάζει από την ύπαρξη ομοιότητας στη φύση και αποκαλύπτει τις σχέσεις που διέπουν φυσικά φαινόμενα [Langhaar, 1951]. Μέσω της διαστατικής ανάλυσης, είναι εφικτό να προκύψουν αποτελέσματα γενικής εφαρμογής και να αποκτηθεί βαθύτερη κατανόηση βασικών παραμέτρων ενός προβλήματος [Makris and Black, 2004a,b; Makris and Psychogios, 2006; Palmeri and Makris, 2008; Karavasilis et al., 2010; Makris and Vassiliou, 2010; Pitilakis and Makris, 2010]. Για το σκοπό αυτό πραγματοποιείται διαστατική ανάλυση ενός τυπικού ακροβάθρου (όπως αυτό της γέφυρας A01-TE20), προκειμένου να διερευνηθούν οι παράγοντες που επηρεάζουν την οριζόντια αντίσταση του ακροβάθρου στο οποίο επιβάλλεται συγκεντρωμένη μετατόπιση στη κορυφή του τοίχου αντιστήριξης (στο ύψος του καταστρώματος). Όπως σχηματικά παρουσιάζεται στο **Σχήμα 67 (α)**, το ακρόβαθρο αποτελείται από ένα τοίχο αντιστήριξης τύπου ανεστραμμένου T, ύψους h και πάχους t_w . Η θεμελίωση του τοίχου είναι επιφανειακή πάχους t_f , πλάτους σε επαφή με το επίχωμα b και συνολικού πλάτους B . Η εξεταζόμενη κατασκευή συνολικού ύψους H (από το επίπεδο της θεμελίωσης) θεμελιώνεται σε μια αργιλική στρώση πάχους z , αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u και πυκνότητας ρ . Για τις αναλύσεις θεωρούνται δύο είδη οπλισμένου επιχώματος: ένα συνεκτικό (αργιλικό) αστράγγιστης διατμητικής αντοχής S_u και πυκνότητας ρ , και ένα μη συνεκτικό (αμμώδες) κρίσιμης γωνίας τριβής φ και ίδιας πυκνότητας ρ . Τέλος συνολική μάζα m φθάνει στο επίπεδο της θεμελίωσης, στην οποία περιλαμβάνονται το βάρος του επιχώματος πάνω από το θεμέλιο, το βάρος του τοίχου, καθώς και το βάρος του καταστρώματος που αντιστοιχεί στο ακρόβαθρο. Στη περίπτωση του αργιλικού επιχώματος, η συνολική οριζόντια αντίσταση του ακροβάθρου (F_{ab}) μπορεί να εκφραστεί ως :

$$F_{ab} = f(B, H, b, h, t_w, t_f, z, \rho, g, m, S_u) \quad (29)$$

Σύμφωνα με το Vaschy-Buckingham Π -θεώρημα, μια διαστατικά ομογενής εξίσωση που περιλαμβάνει k μεταβλητές, μπορεί να μετασχηματιστεί σε μια συνάρτηση k/n αδιάστατων Π -μονωνύμων, όπου n είναι ο ελάχιστος αριθμός διαστάσεων αναφοράς που είναι απαραίτητος για τη περιγραφή των φυσικών μεταβλητών.

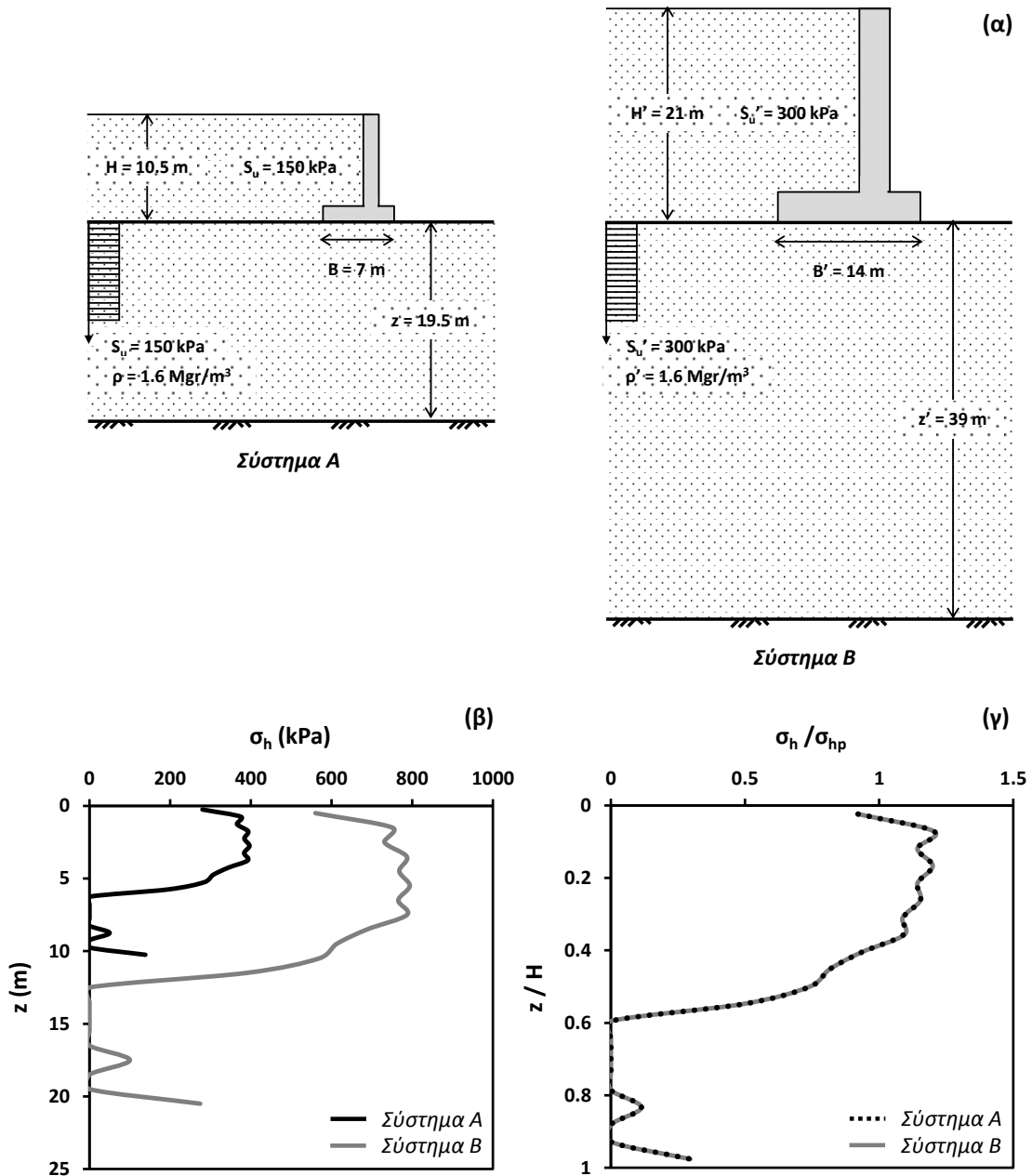
Εφαρμόζοντας το Π -θεώρημα στην εξ. (1), η οποία περιλαμβάνει $k = 12$ ανεξάρτητες μεταβλητές και $n = 2$ διαστάσεις αναφοράς (μήκος και μάζα), προκύπτουν 8 αδιάστατα Π -μονώνυμα. Σ' αυτό το πλαίσιο, η εξ. (29) μπορεί να γραφτεί σε αδιάστατους όρους ως :

$$F_{ab} = f\left(\frac{B}{H}, \frac{b}{h}, \frac{t_w}{h}, \frac{t_f}{h}, \frac{mg}{S_u B}\right) \quad (30)$$

Η παράμετρος $mg/S_u B$ είναι ευθέως ανάλογη του λόγου $x = N/N_{ult}$ του στατικού κατακόρυφου φορτίου N (ως αποτέλεσμα του βάρους του τοίχου, του επιχώματος και του καταστρώματος) προς τη φέρουσα ικανότητα $N_{ult} = (\pi+2)S_u B$ του επιφανειακού λωριδωτού θεμελίου, το οποίο είναι ουσιαστικά ο αντίστροφος του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακόρυφων φορτίων FS_v . Στη συνέχεια, ο λόγος αυτός θα αναφέρεται ως $1/FS_v$ ή $x = N/N_{ult}$.

Αποτελεσματικότητα διαστατικής ανάλυσης

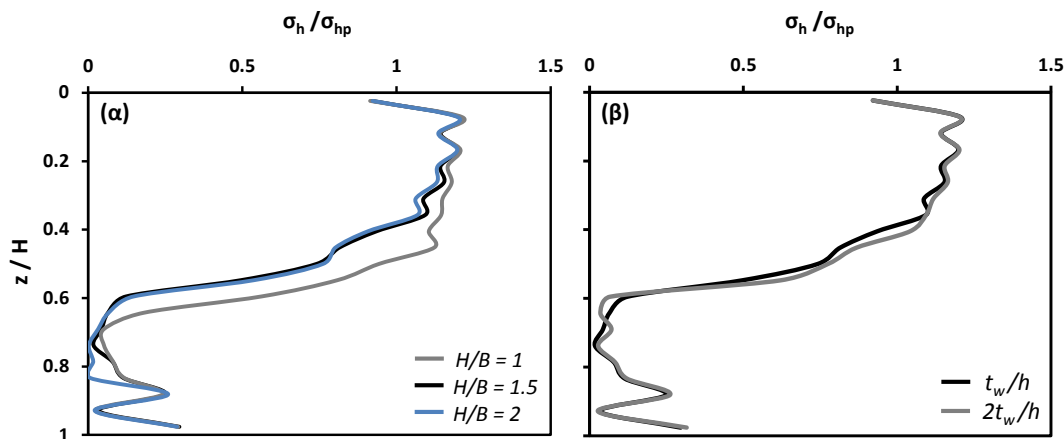
Σε μια προσπάθεια να αποδειχθεί η αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης που περιγράφηκε προηγουμένως, σ' αυτή την ενότητα συγκρίνεται η στατική απόκριση των δύο ισοδύναμων ακροβάθρων του **Σχήματος 67** (Συστήματα Α και Β). Σ' αυτά επιβάλλεται η ίδια στατική μονοτονική μετατόπιση στη κορυφή του τοίχου αντιστήριξης, προκειμένου να κινητοποιηθεί η μέγιστη οριζόντια αντίσταση του συστήματος. Το Σύστημα Α αναφέρεται σε ένα τοίχο τύπου ανεστραμμένου Τ με λόγο $H/B = 1.5$, ο οποίος θεμελιώνεται με ένα επιφανειακό θεμέλιο πλάτους $B = 7$ m σε μια αργλική στρώση πάχους $z = 19.5$ m, αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u = 150$ kPa και πυκνότητας $\rho = 1.6$ Mgr/m³. Το επίχωμα πρόσβασης αποτελείται από το ίδιο υλικό με το έδαφος θεμελίωσης. Το Σύστημα Β αναφέρεται σε ένα ισοδύναμο τοίχο, ο οποίος θεμελιώνεται με ένα επιφανειακό θεμέλιο πλάτους $B' = 14$ m σε μια αργλική στρώση πάχους $z' = 39$ m, αστράγγιστης διατμητικής αντοχής $S_u' = 300$ kPa και πυκνότητας $\rho' = 1.6$ Mgr/m³. Το επίχωμα πρόσβασης αποτελείται και στη περίπτωση αυτή από το ίδιο αργλικό υλικό με το έδαφος θεμελίωσης. Επειδή ο συντελεστής ασφαλείας FS_v των δύο συστημάτων πρέπει να είναι ίδιος, η μάζα του συστήματος Β υπολογίζεται ως $m' = 4m$ (εφόσον το N_{ult} είναι ανάλογο του B και του S_u). Προφανώς ο λόγος $H/B = 1.5$ είναι ίδιος και για τα δύο συστήματα. Η κατανομή των οριζόντιων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος παρουσιάζεται στο **Σχήμα 67 (β)** και για τα δύο συστήματα. Όπως αναμένεται, τα δύο συστήματα είναι πολύ διαφορετικά σε απόλυτους όρους. Παρόλα αυτά, παρουσιάζοντας τα αποτελέσματα σε αδιάστατους όρους (**Σχήμα 67 (γ)**), οι παραπάνω διαφορές εξαλείφονται, αποδεικνύοντας με αυτό το τρόπο την αποτελεσματικότητα της προαναφερθείσας διαστατικής ανάλυσης.



Σχήμα 67: (α) Παράδειγμα εφαρμογής: δύο διαφορετικά ακρόβαθρα μπορούν να παρουσιάσουν παρόμοια απόκριση, εφόσον έχουν κάποιες κοινές αδιάστατες ιδιότητες. (β) Κατανομή οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος για τα 2 ισοδύναμα συστήματα (A και B) ως αποτέλεσμα στατικής μονοτονικής μετακίνησης στη κορυφή του τοίχου, και (γ) αποτελεσματικότητα της διαστατικής ανάλυσης σε αδιάστατους όρους κατανομής οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος.

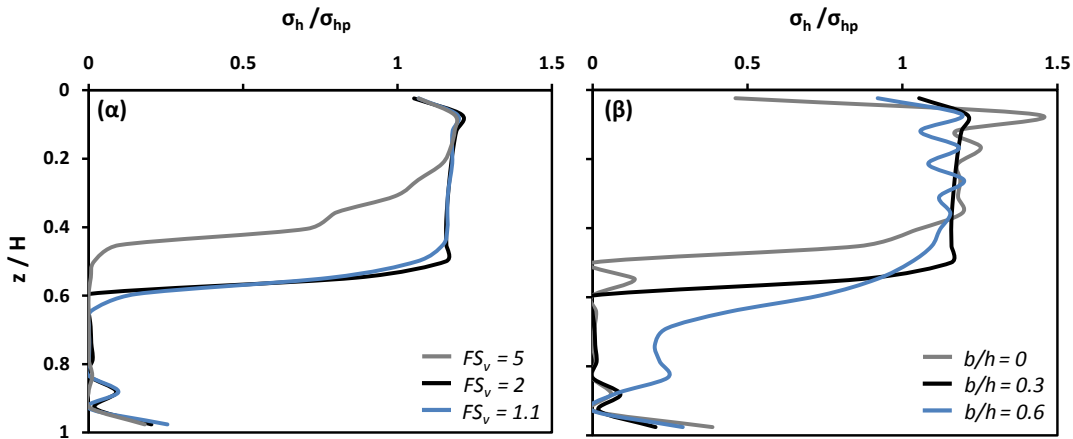
Παραμετρική διερεύνηση - Επίδραση βασικών παραμέτρων

Στη συνέχεια, πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση του προβλήματος προκειμένου να εξεταστούν οι βασικοί αδιάστατοι παράγοντες που επηρεάζουν τη στατική απόκριση τέτοιων ακροβάθρων. Αρχικά εξετάζεται η επίδραση του λόγου λυγνότητας H/B . Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 68 (α)** για τρεις σημαντικούς διαφορετικούς λόγους λυγνότητας, η επίδρασή του λόγου αυτού στη συνολική οριζόντια αντίσταση του ακροβάθρου δεν είναι σημαντική. Ως εκ τούτου, η παραπάνω έκφραση του λόγου λυγνότητας μετασχηματίζεται σε μια πιο κατάλληλη ειδικά για τοίχους αντιστήριξης τύπου ανεστραμμένου T, b/h , όπου b είναι το πλάτος του θεμελίου του τοίχου σε επαφή με το επίχωμα και h το ύψος του τοίχου. Ακολούθως, τρεις διαφορετικοί λόγοι του πάχους του τοίχου t_w προς το ύψος του h (t_w/h) θεωρούνται προκειμένου να εξεταστεί η επίδραση του. Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 68 (β)**, η επίδραση αυτή δεν είναι σημαντική και μπορεί να αγνοηθεί.



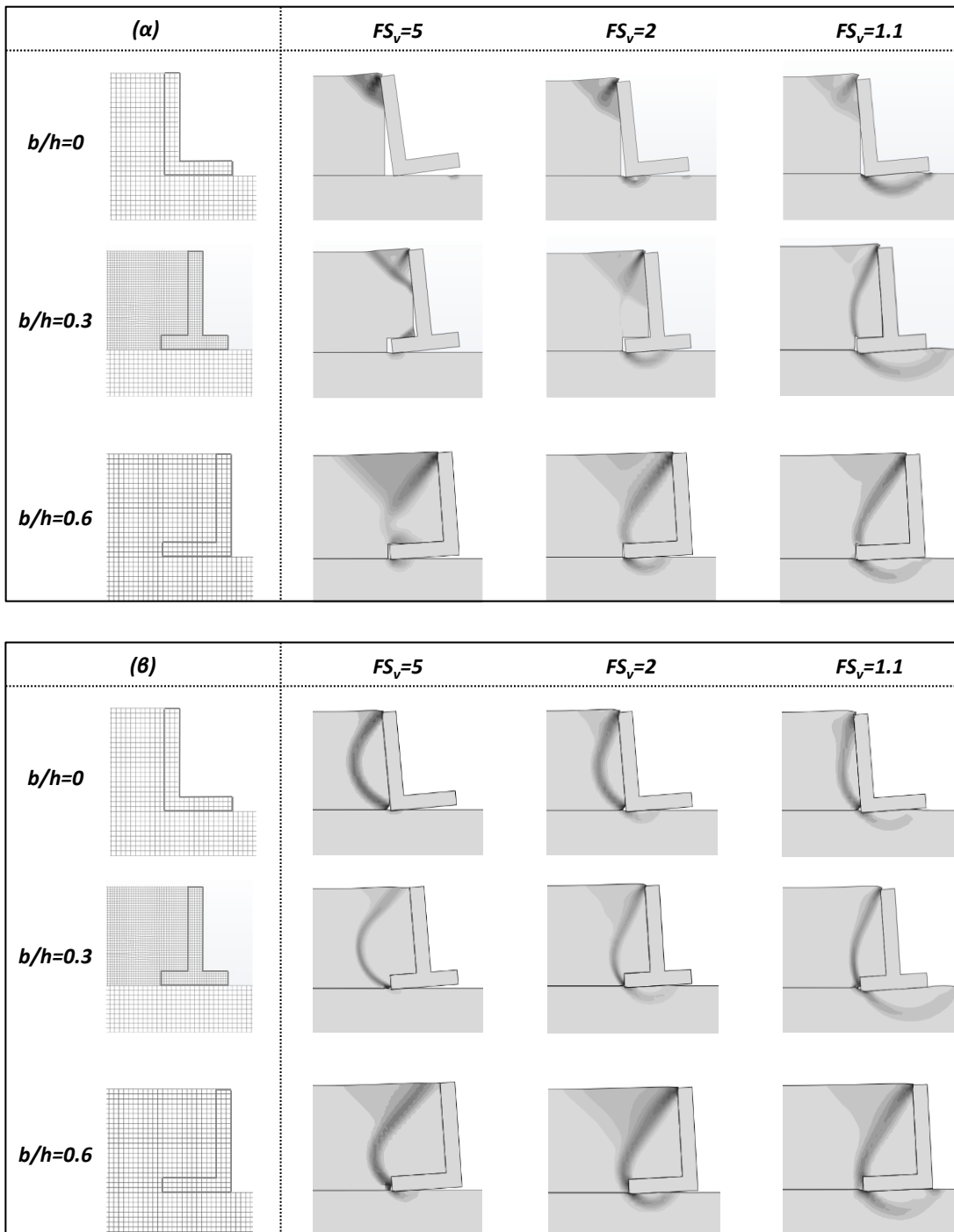
Σχήμα 68: Κατανομή οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος σε αδιάστατους όρους για διαφορετικούς λόγους (α) H/B , και (β) t_w/h .

Τέλος εξετάζεται η επιρροή του συντελεστή ασφαλείας έναντι κατακορύφων φορτίων FS_v , και του βελτιωμένου λόγου b/h . Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 69 (α)** για τρεις αρκετά διαφορετικούς συντελεστές ασφαλείας FS_v , η επίδραση του είναι σημαντική. Για διαφορετικούς συντελεστές FS_v , ο μηχανισμός αστοχίας του ακροβάθρου αλλάζει σημαντικά, με αποτέλεσμα να είναι αρκετά διαφορετική και η συνολική αντίσταση του ακροβάθρου. Επιπρόσθετα, όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 69 (β)**, ο λόγος b/h είναι επίσης καθοριστικός για τη συνολική αντίσταση του ακροβάθρου που μας ενδιαφέρει στη συγκεκριμένη μελέτη. Πιο συγκεκριμένα, αυξάνοντας το λόγο b/h , η αντίσταση του συστήματος αυξάνει επίσης. Επομένως, ο συντελεστής FS_v και ο λόγος b/h είναι τελικά οι δύο σημαντικοί παράγοντες που πρέπει να ληφθούν υπόψη σε μια κατάλληλη παραμετρική διερεύνηση τέτοιων συστημάτων.



Σχήμα 69: Κατανομή οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος σε αδιάστατους όρους για διαφορετικούς **(α)** συντελεστές ασφαλείας FS_v , και **(β)** λόγους b/h , ενδεικτικά για το αργλικό επίχωμα πρόσβασης.

Με βάση τα αποτελέσματα που παρουσιάστηκαν προηγουμένως, η συνολική οριζόντια αντίσταση ενός τέτοιου τύπου ακροβάθρου (F_{ab}) είναι συνάρτηση του λόγου b/h και του κανονικοποιημένου κατακόρυφου φορτίου $\chi = N/N_{ult} = 1/FS_v$. Στη συνέχεια πραγματοποιείται παραμετρική διερεύνηση για λόγους b/h που κυμαίνονται από 0 έως 0.6 (δηλαδή ουσιαστικά από τοίχο βαρύτητας σε τοίχο ανεστραμμένου T με διαφορετικούς λόγους επίχωσης) και καλύπτοντας όλο το εύρος συντελεστών χ στα πλαίσια που είναι εφικτό. Αυτό προκύπτει με βάση το ελάχιστο και μέγιστο βάρος του ακροβάθρου όπως καθορίζεται από τις διαστάσεις του τοίχου και του επιχώματος. Οι ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων και οι αντίστοιχοι μηχανισμοί αστοχίας παρουσιάζονται στο **Σχήμα 70 (α)** (για το αργλικό επίχωμα) και στο **Σχήμα 70 (β)** (για το αμμώδες), ενδεικτικά για τρεις διαφορετικούς λόγους b/h και τρεις συντελεστές ασφαλείας FS_v . Παρατηρείται ότι ο μηχανισμός αστοχίας αλλάζει σημαντικά με βάση τόσο το λόγο b/h όσο και το συντελεστή ασφαλείας FS_v .

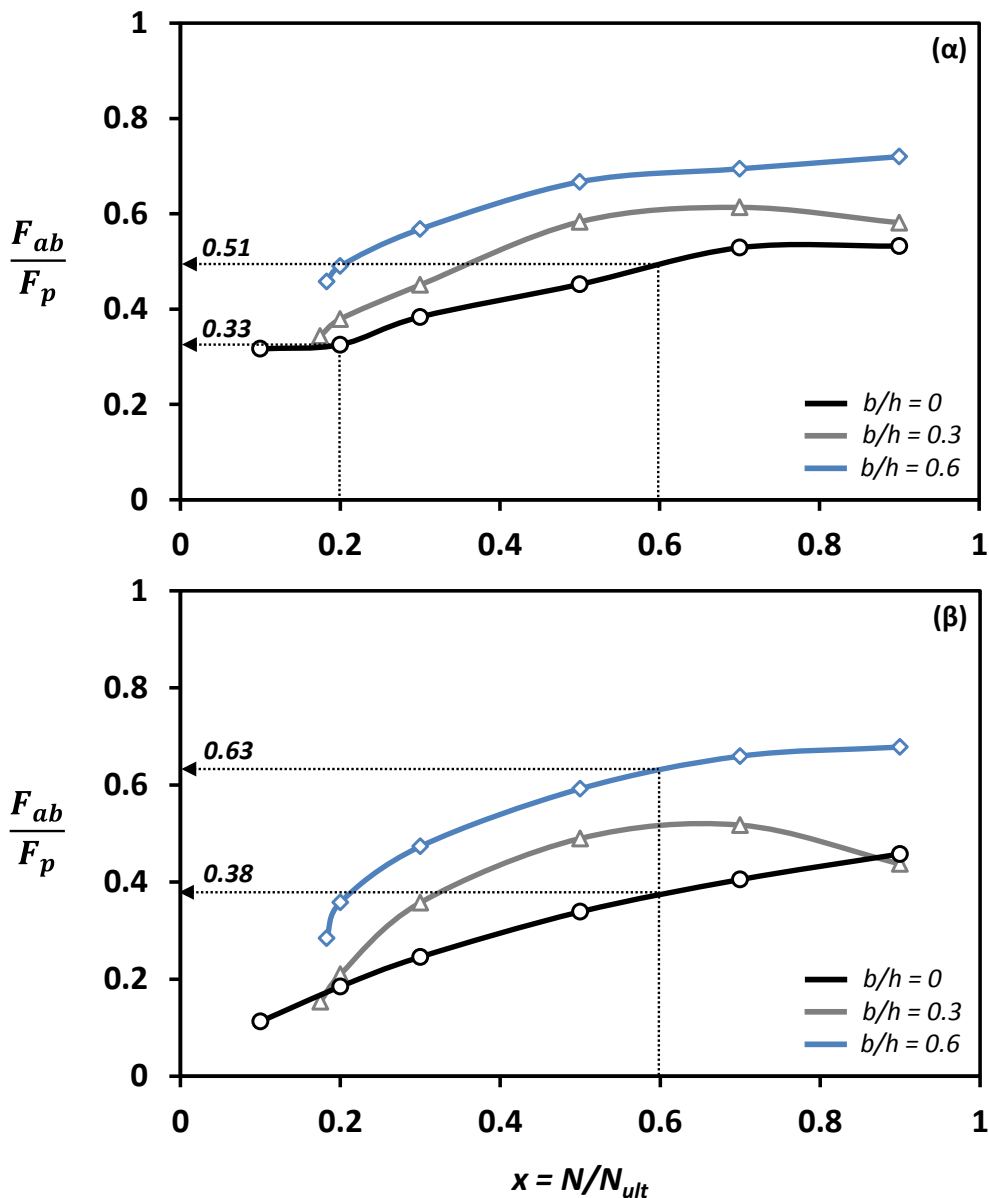


Σχήμα 70: Ισοϋψείς πλαστικών παραμορφώσεων και πρίσματα αστοχίας για διαφορετικούς λόγους b/h και συντελεστές ασφαλείας FS_v , για τη περίπτωση **(α)** αργιλικού, και **(β)** αμμώδους επιχώματος.

Ακολουθώντας τη δομή των προηγούμενων κεφαλαίων, η συνολική οριζόντια αντίσταση του ακροβάθρου (F_{ab}) κανονικοποιείται με βάση τη συνολική οριζόντια

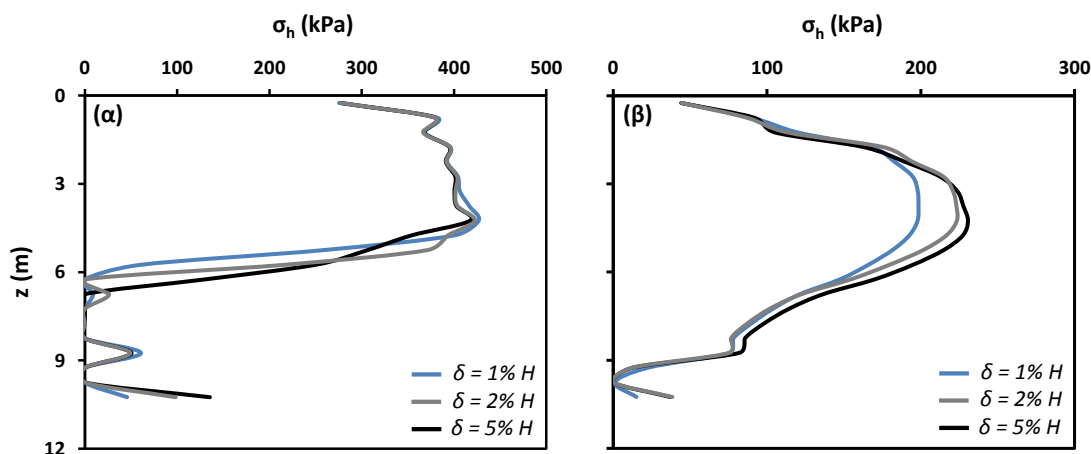
παθητική αντίσταση F_p του επιχώματος υπολογισμένη σύμφωνα με τη θεωρητική λύση (Rankine, 1857). Στο **Σχήμα 71** συνοψίζονται τα αποτελέσματα της παραμετρικής διερεύνησης, εκφράζοντας το λόγο F_{ab}/F_p ως συνάρτηση του λόγου επίχωσης b/h και του κανονικοποιημένου κατακορύφου φορτίου $x = N/N_{ult}$, για τη περίπτωση του αργλικού επιχώματος (**Σχήμα 71 (α)**) και του αμμώδους (**Σχήμα 71 (β)**). Και για τα δύο εξεταζόμενα εδαφικά προφίλ παρατηρείται ότι για μεγάλους συντελεστές ασφαλείας ($FS_v > 5$), εξαιτίας του πολύ μικρού φορτίου που φθάνει στο επίπεδο της θεμελίωσης, η πλαστικοποίηση του εδάφους του επιχώματος περιορίζεται στη κορυφή του. Επίσης παρατηρείται σημαντικό ανασήκωμα του θεμελίου του τοίχου αντιστήριξης. Με αυτό το τρόπο μόνο ένα μικρό μέρος του επιχώματος που είναι πιο κοντά στην επιφάνεια προσφέρει αντίσταση, κάτι που οδηγεί σε μικρότερη συνολική αντίσταση του ακροβάθρου. Σε πλήρη αντίθεση, για πολύ μικρούς συντελεστές ασφαλείας ($FS_v < 2$) το θεμέλιο είναι βαριά φορτισμένο με αποτέλεσμα να υπάρχει έντονη πλαστικοποίηση του εδάφους όχι μόνο στο επίχωμα πρόσβασης αλλά και στο έδαφος θεμελίωσης (εφόσον $FS_v \rightarrow 1$). Επιπρόσθετα, δεν παρατηρείται σημαντικό ανασήκωμα του θεμελίου του τοίχου αντιστήριξης. Ως εκ τούτου, η συνολική αντίσταση του ακροβάθρου είναι μεγαλύτερη. Όπως αναμένεται, ο λόγος F_{ab}/F_p επηρεάζεται επίσης από το λόγο b/h . Γενικά όταν ο λόγος b/h αυξάνεται, αυξάνεται και η αντίσταση του ακροβάθρου.

Τα προηγούμενα αποτελέσματα γίνονται πιο κατανοητά μέσω ενός αριθμητικού παραδείγματος. Έτσι για παράδειγμα για το αργλικό επίχωμα και για λόγο $b/h = 0$ (ανάλογο του τοίχου βαρύτητας) ο λόγος F_{ab}/F_p κυμαίνεται από 0.33 για $x = 0.2$ (για συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 5$) έως 0.51 για $x = 0.6$ (για συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 1.67$). Αντίστοιχα για το αμμώδες επίχωμα και για συντελεστή ασφαλείας $FS_v = 1.67$, ο λόγος F_{ab}/F_p κυμαίνεται από 0.38 για λόγο $b/h = 0$ έως 0.63 για $b/h = 0.6$.



Σχήμα 71: Συνολική οριζόντια δύναμη αντίστασης του ακροβάθρου κανονικοποιημένη ως προς τη συνολική μέγιστη παθητική αντίσταση, συναρτήσει του κανονικοποιημένου κατακορύφου φορτίου $x = N/N_{ult}$ και του λόγου b/h για τη περίπτωση **(α)** αργλικού, και **(β)** αμμώδους επιχώματος.

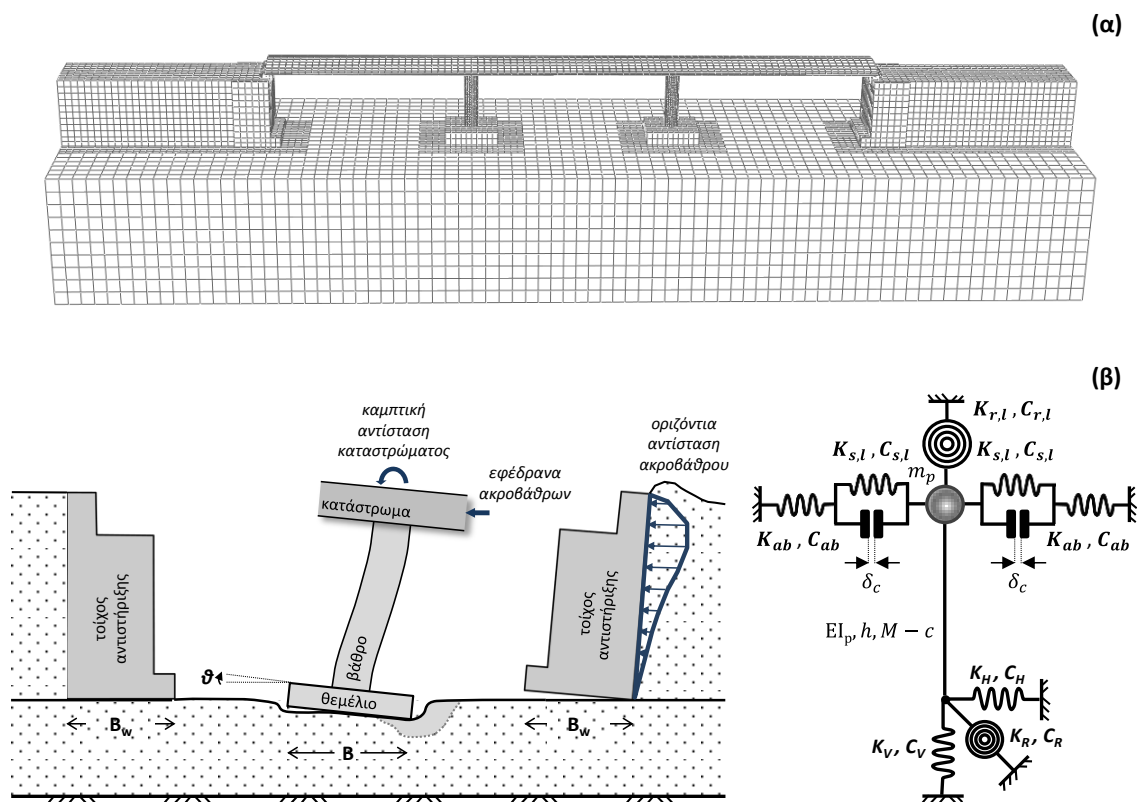
Επιπρόσθετα, τα αποτελέσματα των στατικών μονοτονικών αναλύσεων έδειξαν ότι μια μετατόπιση (δ_{ab}) ίση με 1% του συνολικού ύψους (H) του ακροβάθρου συγκεντρωμένη στη κορυφή του είναι αρκετή για να κινητοποιήσει τη συνολική αντίσταση του ακροβάθρου, τόσο για το αργλικό (**Σχήμα 72 (α)**) όσο και για το αμμώδες επίχωμα (**Σχήμα 72 (β)**).



Σχήμα 72: Κατανομή οριζοντίων τάσεων με το βάθος στη διεπιφάνεια τοίχου-επιχώματος για διαφορετικές μετακινήσεις στη κορυφή του τοίχου αντιστήριξης κανονικοποιημένες ως προς το ύψος του (H), για τη περίπτωση **(α)** αργλικού, και **(β)** αμμώδους επιχώματος.

Περιγραφή απλοποιημένου προσομοιώματος, που λαμβάνει υπόψη τα σώματα ανάσχεσης

Με βάση τα αποτελέσματα της διερεύνησης της στατικής απόκρισης τυπικών ακροβάθρων που παρουσιάστηκαν προηγουμένως και της παραμετρικής διερεύνησης που πραγματοποιήθηκε, αναπτύσσεται μια απλοποιημένη μεθοδολογία στη συγκεκριμένη μελέτη, η οποία χρησιμοποιείται για την ανάλυση της σεισμικής απόκρισης ακροβάθρων στη διαμήκη διεύθυνση. Σύμφωνα μ' αυτή, ένα στοιχείο διάκενου (gap element) και ένα ελατήριο (K_{ab}) προστίθενται αριστερά και δεξιά από το εξελιγμένο απλοποιημένο προσομοίωμα στο ύψος του καταστρώματος (κορυφή του βάθρου), με τα οποία αντικαθίστανται καθένα από τα ακρόβαθρα. Η προτεινόμενη συνδεσμολογία παρουσιάζεται σχηματικά στο **Σχήμα 73 (β)**. Η απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος συγκρίνεται στη συνέχεια με την αντίστοιχη του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος της γέφυρας A01-TE20 (**Σχήμα 73 (α)**), το οποίο χρησιμοποιείται ως σημείο αναφοράς.



Σχήμα 73: (α) Λεπτομερές 3-Δ προσομοίωμα της γέφυρας A01-TE20, και (β) συνοπτική περιγραφή του αντίστοιχου απλοποιημένου προσομοιώματος, το οποίο λαμβάνει υπόψη την επίδραση των κύριων δομικών μερών, της μη γραμμικής αλληλεπίδρασης εδάφους – κατασκευής και των ακροβάθρων.

Το στοιχείο διάκενου προσομοιώνει το διαθέσιμο περιθώριο (δ_c) μεταξύ του καταστρώματος και των σωμάτων ανάσχεσης στο ακρόβαθρο. Όταν το κατάστρωμα της γέφυρας συγκρουστεί με τα σώματα ανάσχεσης, το στοιχείο διάκενου γίνεται απείρως δύσκαμπτο και προσφέρει άπειρη αντίσταση, κάτι που θεωρείται ρεαλιστική απλοποίηση της συμπεριφοράς τους. Επιπρόσθετα, το στοιχείο δικτυώματος (truss element) για το αργιλικό επίχωμα ή το μη γραμμικό ελατήριο και ο γραμμικός αποσβεστήρας για το αμμώδες, προσομοιώνουν την οριζόντια αντίσταση και την απόσβεση του ακροβάθρου. Πιο συγκεκριμένα, όταν σε μια γέφυρα επιβάλλεται σεισμική φόρτιση στη διαμήκη διεύθυνση, το κατάστρωμα είναι πιθανόν να συγκρουστεί με τα σώματα ανάσχεσης στο ακρόβαθρο με ταχύτητα η οποία μπορεί να είναι ιδιαίτερα υψηλή. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα τη σημαντική φόρτιση του τοίχου αντιστήριξης με τη μορφή συγκεντρωμένου φορτίου στο ύψος του καταστρώματος. Όπως φάνηκε προηγουμένως, ο μηχανισμός αντίστασης εξαρτάται από το είδος του επιχώματος πρόσβασης, το λόγο επίχωσης b/h και τον συντελεστή ασφαλείας FS_v .

Στην περίπτωση του αργιλικού επιχώματος, ένα στοιχείο δικτυώματος (truss element) χρησιμοποιείται αντί ενός μη γραμμικού ελατηρίου, προκειμένου να προσομοιωθεί κατάλληλα η υστερητική συμπεριφορά του ακροβάθρου. Μια ελαστική – πλήρως πλαστική συμπεριφορά θεωρείται για το στοιχείο δικτυώματος, η οποία υπολογίζεται ως εξής :

$$K_{ab} = \frac{F_{ab}}{\delta_{ab}} \quad (31)$$

όπου το F_{ab} υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του **Σχήματος 10α** για δεδομένο συντελεστή FS_v και λόγο b/h , ως συνάρτηση της μέγιστης παθητικής δύναμης F_p . Η τελευταία υπολογίζεται σύμφωνα με τη θεωρητική λύση (Rankine, 1857) :

$$F_p = \frac{4S_u + \gamma' H}{2} H \quad (32)$$

και $\delta_{ab} = 1\% * H$, όπου H το συνολικό ύψος του ακροβάθρου.

Στην περίπτωση του αμμώδους επιχώματος, χρησιμοποιούνται ένα μη γραμμικό ελατήριο (K_{ab}) και ένας γραμμικός αποσβεστήρας (C_{ab}), προκειμένου να προσομοιωθούν η οριζόντια δυσκαμψία και η απόσβεση του ακροβάθρου. Για την περίπτωση του αμμώδους επιχώματος επιλέγεται ένα μη γραμμικό ελατήριο αντί ενός στοιχείου δικτυώματος (αργιλικό επίχωμα), καθώς σύμφωνα με τις αναλύσεις η συγκεκριμένη συνδεσμολογία περιγράφει καλύτερα τη συμπεριφορά του ακροβάθρου του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος. Μια ελαστική – πλήρως πλαστική συμπεριφορά θεωρείται και για το μη γραμμικό ελατήριο (K_{ab}), η οποία υπολογίζεται ως εξής :

$$K_{ab} = \frac{F_{ab}}{\delta_{ab}} \quad (33)$$

όπου το F_{ab} υπολογίζεται χρησιμοποιώντας το διάγραμμα του **Σχήματος 10β** για δεδομένο συντελεστή FS_v και λόγο b/h , ως συνάρτηση της μέγιστης παθητικής δύναμης F_p . Η τελευταία υπολογίζεται σύμφωνα με τη θεωρητική λύση (Rankine, 1857) :

$$F_p = \frac{1}{2} K_p \gamma' H^2 \quad (34)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (35)$$

και $\delta_{ab} = 1\% * H$, όπου H το συνολικό ύψος του ακροβάθρου. Ο γραμμικός αποσβεστήρας υπολογίζεται ως εξής :

$$C_{ab} = \frac{2K_{ab}\xi_{ab}}{\omega} \quad (36)$$

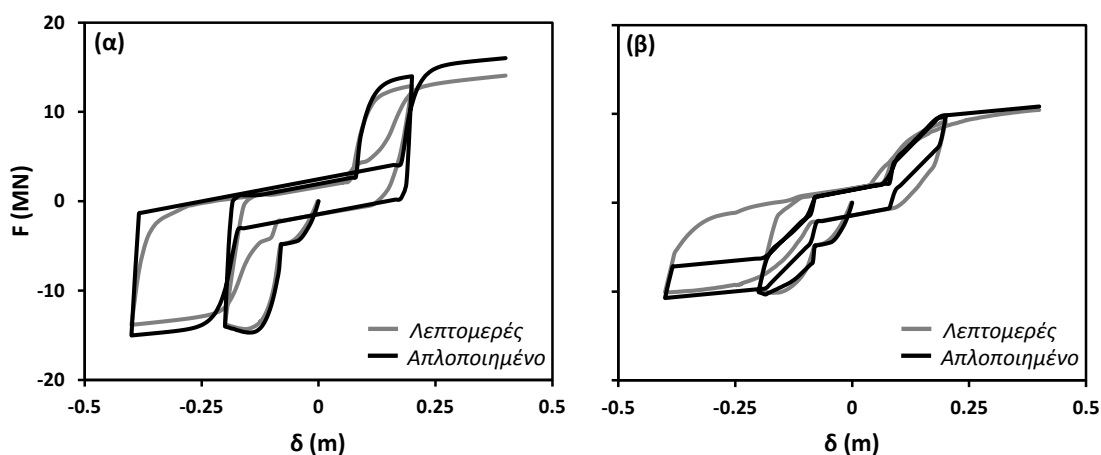
όπου ξ_{ab} ο συντελεστής απόσβεσης που αντιστοιχεί στην αναμενόμενη απόσβεση του υλικού του επιχώματος πρόσβασης. Ο τελευταίος υπολογίζεται σύμφωνα με τις διαθέσιμες στη βιβλιογραφία καμπύλες $\xi - \gamma$ (Vucetic & Dobry, 1991) για δεδομένο δείκτη πλαστιμότητας και την αναμενόμενη διατμητική παραμόρφωση γ για την περίπτωση του αργιλικού επιχώματος, και τις καμπύλες $\xi - \gamma$ (Ishibashi and Zhang, 1993; and Ishihara, 1996) για δεδομένη μέση ενεργό κατακόρυφη τάση σ'_o και την αναμενόμενη διατμητική παραμόρφωση γ για την περίπτωση του αμμώδους. Τέλος ω είναι η γωνιακή συχνότητα της γέφυρας στη διαμήκη διεύθυνση.

Αποτελεσματικότητα απλοποιημένης μεθοδολογίας

Η απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος, το οποίο λαμβάνει υπόψη την επίδραση των κύριων δομικών μερών, της μη γραμμικής αλληλεπίδρασης εδάφους-κατασκευής και των ακροβάθρων (**Σχήμα 73 (β)**), συγκρίνεται με την αντίστοιχη του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος της γέφυρας A01-TE20 (**Σχήμα 73 (α)**), το οποίο χρησιμοποιείται ως σημείο αναφοράς. Η αποτελεσματικότητα του απλοποιημένου προσομοιώματος αξιολογείται στη βάση αναλύσεων επιβαλλόμενης στατικής ανακυκλικής μετακίνησης καθώς και δυναμικών αναλύσεων.

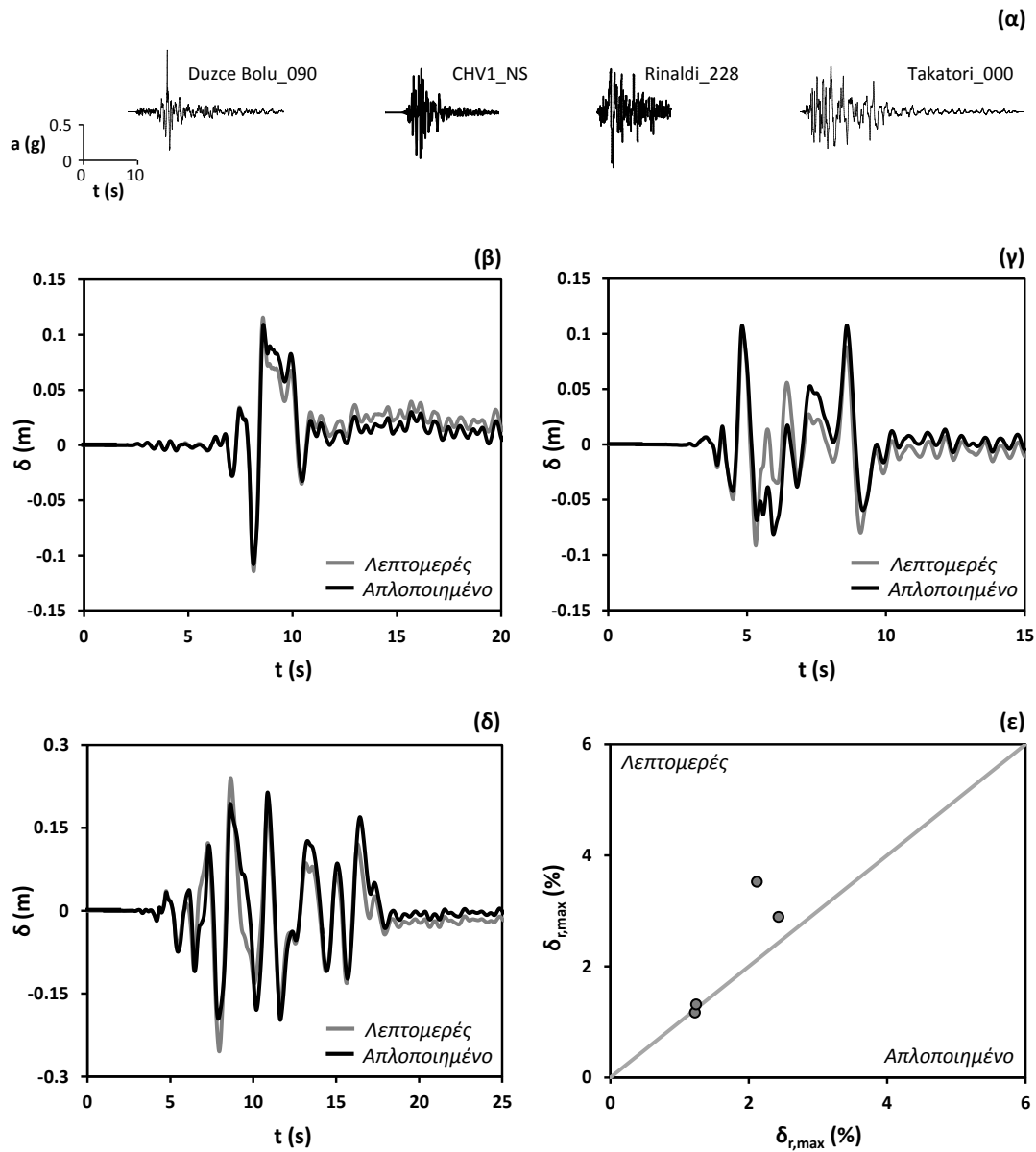
Στη περίπτωση των αναλύσεων επιβαλλόμενης στατικής ανακυκλικής μετακίνησης, η απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος σε όρους δύναμης – μετακίνησης ($F - \delta$) συγκρίνεται με την αντίστοιχη του λεπτομερούς 3-Δ προσομοιώματος, τόσο για το αργιλικό επίχωμα (**Σχήμα 74 (α)**), όσο και για το αμμώδες (**Σχήμα 74 (β)**). Γενικά, η απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος βρίσκεται σε καλή σύγκριση με αυτή του λεπτομερούς. Πιο συγκεκριμένα, αρχικά για το αργιλικό επίχωμα, η απόκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος προσεγγίζει σε ικανοποιητικό βαθμό αυτή του λεπτομερούς, τόσο σε όρους αντοχής όσο και δυσκαμψίας (**Σχήμα 74 (α)**). Το απλοποιημένο προσομοίωμα υπερεκτιμά ελαφρώς την αντοχή του ακροβάθρου, το οποίο οφείλεται στο γεγονός ότι στο απλοποιημένο προσομοίωμα η απόκριση του τοίχου αντιστήριξης δεν λαμβάνεται υπόψη για λόγους απλότητας. Ειδικότερα, ο τοίχος ακολουθεί τη παραμόρφωση του επιχώματος, κατά την διάρκεια του πρώτου κύκλου φόρτισης. Ωστόσο, κατά την αποφόρτιση ο τοίχος λόγω της αδράνειάς του επιστρέφει μερικώς στην αρχική του κατακόρυφη θέση, ενώ το έδαφος στο επίχωμα διατηρεί πλαστικές παραμορφώσεις. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα, κατά την διάρκεια του επόμενου κύκλου φόρτισης, το κατάστρωμα να συγκρούεται με τον τοίχο, ο οποίος όμως πλέον δε βρίσκεται σε πλήρη επαφή με το επίχωμα πρόσβασης. Παρόλα αυτά, οι διαφορές αυτές που παρατηρούνται κυρίως κατά τη διάρκεια του δεύτερου κύκλου φόρτισης, δε θεωρούνται σημαντικές, ειδικά λαμβάνοντας υπόψη τη

πολυπλοκότητα των μηχανισμών αντίστασης στο ακρόβαθρο και την απλότητα της προτεινόμενης συνδεσμολογίας. Παρόμοια συμπεράσματα ισχύουν και για την περίπτωση του αμμώδους επιχώματος. Η σύγκριση της απόκρισης του απλοποιημένου προσομοιώματος με το λεπτομερές είναι ελαφρώς χειρότερη συγκριτικά με το αργιλικό, παραμένοντας όμως αρκετά ικανοποιητική λαμβάνοντας υπόψη τις απλοποιήσεις που έχουν υιοθετηθεί. Οι διαφορές παρατηρούνται και σ' αυτή τη περίπτωση κυρίως κατά τη διάρκεια του δεύτερου κύκλου φόρτισης.

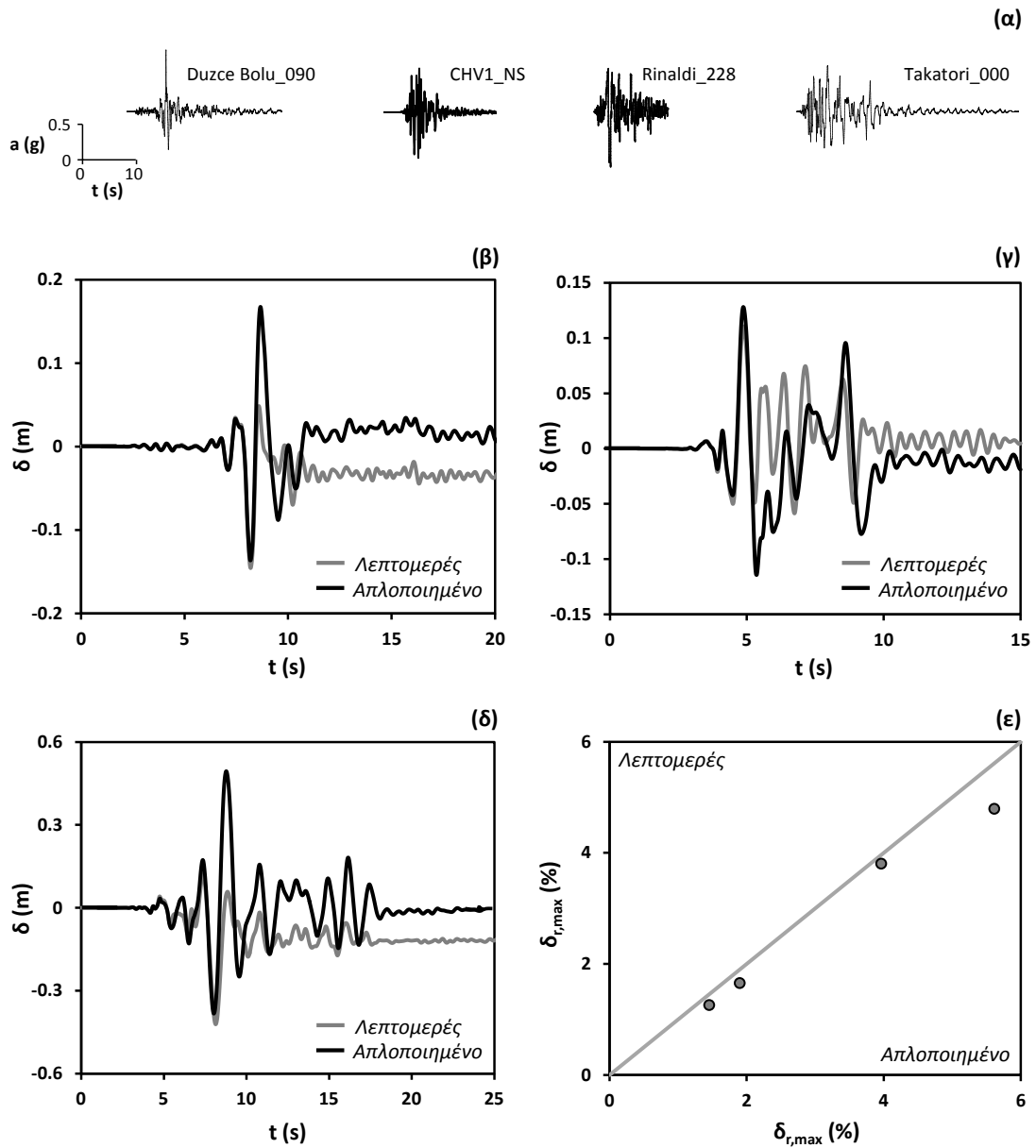


Σχήμα 74: Σύγκριση της απόκρισης του απλοποιημένου προσομοιώματος με το λεπτομερές 3-Δ προσομοίωμα σε όρους δύναμης–μετακίνησης ($F-\delta$), για αναλύσεις επιβαλλόμενης στατικής ανακυκλικής μετακίνησης, στη περίπτωση **(α)** αργιλικού, και **(β)** αμμώδους επιχώματος.

Τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων για τα 4 πολύ ισχυρά επιταχυνσιογραφήματα που επιλέχθηκαν (**Σχήματα 75 (α), 76 (α)**) συνοψίζονται σε όρους προβλεπόμενου (σύμφωνα με το απλοποιημένο προσομοίωμα) vs. παρατηρούμενου (λεπτομερές 3-Δ προσομοίωμα) μέγιστου drift ratio ($\delta_{r,max}$) τόσο για το αργιλικό επίχωμα (**Σχήμα 75 (ε)**) όσο και για το αμμώδες (**Σχήμα 76 (ε)**). Για αυτά τα πολύ ισχυρά επιταχυνσιογραφήματα η μετακίνηση του καταστρώματος σε σχέση με τη βάση του βάθρου (drift) υπερβαίνει το διαθέσιμο περιθώριο (δ_c) καταστρώματος-ακροβάθρου, συγκρούεται με τα σώματα ανάσχεσης στο ακρόβαθρο ενεργοποιώντας με αυτό το τρόπο την αντίσταση του ακροβάθρου. Επιπρόσθετα, οι ιστορίες σχετικής μετακίνησης drift (δ) του απλοποιημένου προσομοιώματος συγκρίνονται με αυτές του λεπτομερούς, ενδεικτικά για 3 από τα 4 επιταχυνσιογραφήματα, τόσο για το αργιλικό επίχωμα (**Σχήματα 75 (β-δ)**) όσο και για το αμμώδες (**Σχήματα 76 (β-δ)**).



Σχήμα 75: Σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν για τη σύγκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος με το 3-Δ λεπτομερές προσομοίωμα για τη περίπτωση αργιλικού επιχώματος. Η σύγκριση γίνεται σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης καταστρώματος drift (δ) για το επιταχυνσιογράφημα **(β)** Duzce Bolu_090, **(γ)** CHV1_NS (σεισμός Κεφαλονιάς, 2014), και **(δ)** Takatori_000. **(ε)** Σύνοψη δυναμικών αναλύσεων για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν σε όρους προβλεπόμενου (σύμφωνα με το απλοποιημένο προσομοίωμα) vs. παρατηρούμενου (λεπτομερές 3-Δ προσομοίωμα) μέγιστου drift ratio ($\delta_{r,max}$).



Σχήμα 76: Σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν για τη σύγκριση του απλοποιημένου προσομοιώματος με το 3-Δ λεπτομερές προσομοίωμα για τη περίπτωση αμώδους επιχώματος. Η σύγκριση γίνεται σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης καταστρώματος drift (δ) για το επιταχυνσιογράφημα (β) Duzce Bolu_090, (γ) CHV1_NS (σεισμός Κεφαλονιάς, 2014), και (δ) Takatori_000. (ε) Σύνοψη δυναμικών αναλύσεων για όλες τις σεισμικές διεγέρσεις που επιλέχθηκαν σε όρους προβλεπόμενου (σύμφωνα με το απλοποιημένο προσομοίωμα) vs. παρατηρούμενου (λεπτομερές 3-Δ προσομοίωμα) μέγιστου drift ratio ($\delta_{r,max}$).

Η αποτελεσματικότητα του απλοποιημένου προσομοιώματος γίνεται πιο εμφανής εξετάζοντας τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων. Πιο συγκεκριμένα, αρχικά για το αργιλικό επίχωμα (**Σχήματα 75 (β-ε)**), σε όλες τις σεισμικές διεγέρσεις συμπεριλαμβανομένου του ιδιαίτερα καταστρεπτικού επιταχυνσιογραφήματος Takatori_000, η σύγκριση είναι ιδιαίτερα ικανοποιητική τόσο σε όρους $\delta_{r,max}$ όσο και στα χαρακτηριστικά της ταλάντωσης (ιδιοπερίοδος, αριθμός κύκλων, απόσβεση, κτλ). Στη περίπτωση του αμμώδους επιχώματος (**Σχήματα 76 (β-ε)**), τα αποτελέσματα είναι ελαφρώς χειρότερα κατ' αναλογία με τα αντίστοιχα των στατικών αναλύσεων. Παρόλα αυτά, οι παρατηρούμενες διαφορές είναι επουσιώδεις στα πλαίσια ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης (RARE system), όπου η δομική βλάβη χαρακτηρίζεται με βάση στάθμες επιτελεστικότητας (Damage States) και όχι απόλυτες τιμές. Συμπερασματικά λοιπόν, το προτεινόμενο απλοποιημένο προσομοίωμα θεωρείται ικανοποιητική προσέγγιση της σεισμικής απόκρισης τυπικών γεφυρών αυτοκινητοδρόμων στη διαμήκη διεύθυνση.

Κατηγοριοποίηση Γεφυρών

Τα προτεινόμενα απλοποιημένα προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν στις 2 διευθύνσεις εμφανίζουν πολύ σημαντικό πλεονέκτημα σε σχέση με τα λεπτομερή προσομοιώματα γεφυρών ως προς το υπολογιστικό κόστος των δυναμικών αναλύσεων. Μπορούν επομένως να χρησιμοποιηθούν για την πραγματοποίηση πλήθους παραμετρικών δυναμικών αναλύσεων.

Οι παραμετρικές δυναμικές αναλύσεις είναι απαραίτητη προϋπόθεση για την ανάπτυξη των προτεινόμενων πολυπαραμετρικών εξισώσεων. Στην παρούσα εργασία προτείνεται μία βάση δεδομένων 300 δυναμικών αναλύσεων χρησιμοποιώντας 30 πραγματικές καταγραφές. Η ανάπτυξη μίας τέτοιας βάσης χρησιμοποιώντας τα πλήρη λεπτομερή προσομοιώματα θα ήταν πρακτικά αδύνατον (8 ώρες / ανάλυση).

Η χρήση των προτεινόμενων προσομοιωμάτων για την πραγματοποίηση παραμετρικών αναλύσεων είναι ιδιαίτερα εύκολη για μια γέφυρα (5 λεπτά / ανάλυση). Ωστόσο οι περισσότεροι σύγχρονοι αυτοκινητόδρομοι περιλαμβάνουν δεκάδες έως εκατοντάδες γέφυρες. Στην περίπτωση της Αττικής Οδού η οποία εξετάζεται εδώ, η κρίσιμη κατηγορία MSFC/B περιλαμβάνει συνολικά 52 περιπτώσεις γεφυρών. Επομένως η εξέταση κάθε μίας περίπτωσης ξεχωριστά απαιτεί μεγάλο υπολογιστικό κόστος (110 μέρες αναλύσεων). Προκύπτει λοιπόν η ανάγκη κατηγοριοποίησης των γεφυρών προκειμένου να εξεταστούν ορισμένες χαρακτηριστικές περιπτώσεις ως αντιπροσωπευτικές των υπολοίπων.

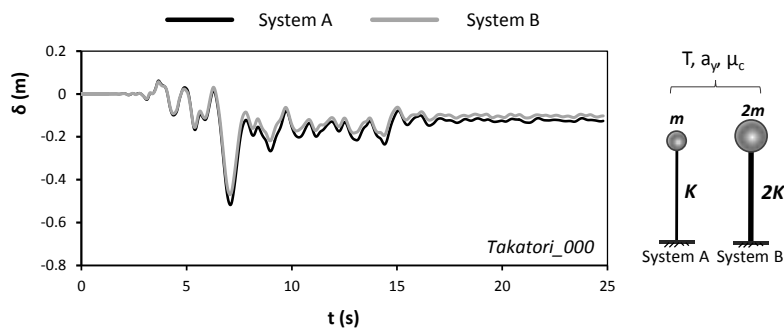
Σε αυτό το πλαίσιο προτάθηκε από τους Anastasopoulos et al. [2014] το κριτήριο ταξινόμησης που περιγράφεται στα προηγούμενα. Ωστόσο παρότι όλες οι γέφυρες που εξετάστηκαν μέχρι στιγμής (6 συνολικά) ανήκουν στην ίδια κατηγορία MSFC/B, η δυναμική τους συμπεριφορά διαφέρει σημαντικά. Πολλοί παράγοντες όπως η ασυμμετρία, η τυπολογία των βάθρων, τα σώματα ανάσχεσης επηρεάζουν σημαντικά τη σεισμική συμπεριφορά. Προκειμένου λοιπόν να κατηγοριοποιηθούν οι γέφυρες με βάση πιο «ποιοτικά» χαρακτηριστικά αναπτύχθηκε ένα γενικότερο κριτήριο κατηγοριοποίησης και στη συνέχεια ελέγχθηκε για πραγματικές περιπτώσεις γεφυρών της Αττικής Οδού και στις δύο διευθύνσεις.

Κριτήριο κατηγοριοποίησης

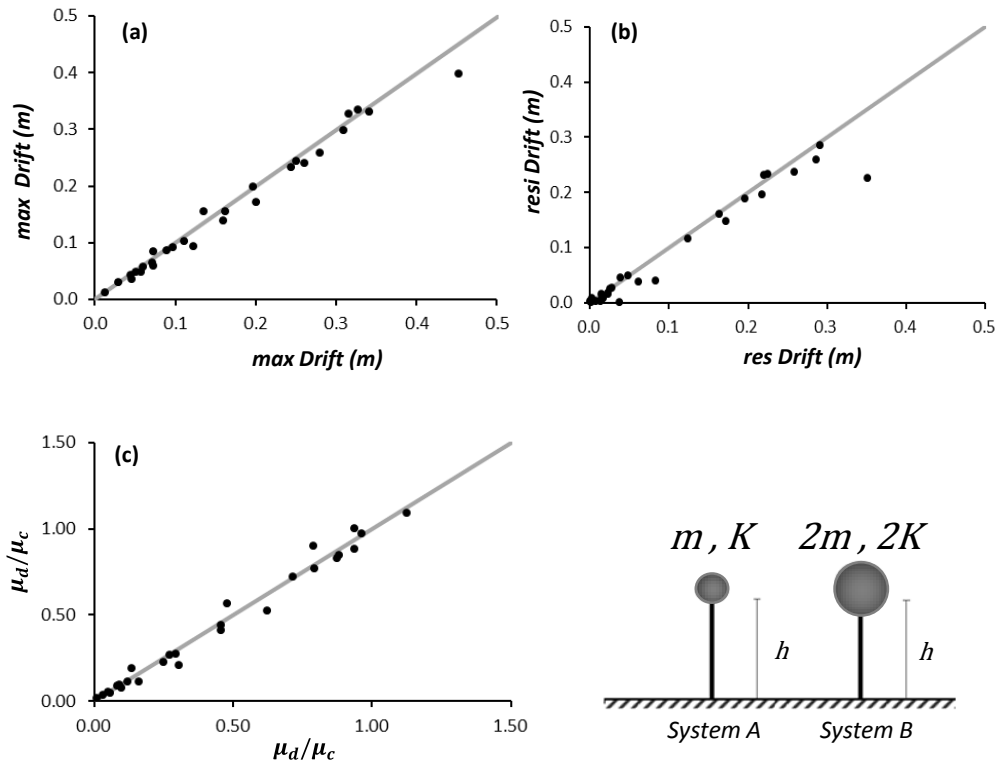
Ένα κριτήριο ισοδυναμίας για μονοβάθμια συστήματα προτάθηκε από τους Agalianos & Sakellariadis [2013]. Με βάση αυτό το κριτήριο δύο μονοβάθμια συστήματα με την ίδια ιδιοπερίοδο T , επιτάχυνση διαρροής a_g , και διατιθέμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μ_c , αναμένονται να έχουν πολύ κοντινή δυναμική συμπεριφορά.

Αναπτύχθηκαν δύο συστήματα όπως παρουσιάζονται στο **Σχήμα 77** και συγκρίθηκαν σε 30 δυναμικές αναλύσεις. Στο **Σχήμα 77** παρουσιάζεται η σύγκριση των δύο συστημάτων σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης δ για μία από τις πιο ισχυρές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν (Takatori_000). Αντίστοιχα στο **Σχήμα 78** παρουσιάζεται συνοπτικά η σύγκριση των δύο συστημάτων για τις 30 καταγραφές σε όρους μέγιστης και παραμένουσας σχετικής μετακίνησης, καθώς και απαιτούμενης προς διατιθέμενης πλαστιμότητας. Με βάση αυτά τα αποτελέσματα μπορούν να θεωρηθούν ισοδύναμα, ιδιαίτερα για τους σκοπούς ενός συστήματος άμεσης απόκρισης (RARE).

Η αποδοτικότητα του προτεινόμενου αυτού κριτηρίου ελέγχεται στη συνέχεια σε πιο σύνθετα συστήματα. Για το σκοπό αυτό επιλέχθηκαν και εξετάστηκαν 2 γέφυρες ανά διεύθυνση με κοντινές τιμές T , a_g και μ_c . Για τις γέφυρες αυτές αναπτύχθηκαν τα προτεινόμενα απλοποιημένα προσομοιώματα και στη συνέχεια συγκρίθηκε η δυναμική τους συμπεριφορά.



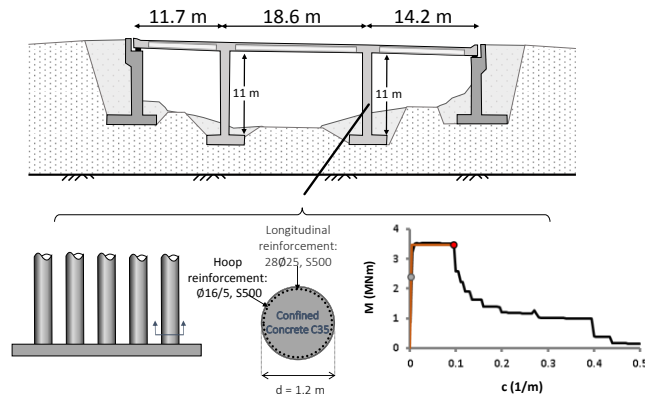
Σχήμα 77: Σεισμική απόκριση μονοβάθμιων συστημάτων με ίδια ιδιοπερίοδο T , επιτάχυνση διαρροής a_g , διατιθέμενη πλαστιμότητα μ_c , σε όρους χρονοϊστορίας δ για την πολύ ισχυρή καταγραφή Takatori-000.



Σχήμα 78: Σύγκριση σεισμική απόκρισης μονοβάθμιων συστημάτων με ίδια ιδιοπερίοδο T , επιτάχυνση διαρροής a_y , διατιθέμενη πλαστιμότητα μ_c , σε όρους (α) δ_{max} (β) δ_{res} και (γ) μ_d/μ_c σε 30 πραγματικές καταγραφές.

Επαλήθευση κριτηρίου σε πραγματικές γέφυρες στην εγκάρσια διεύθυνση

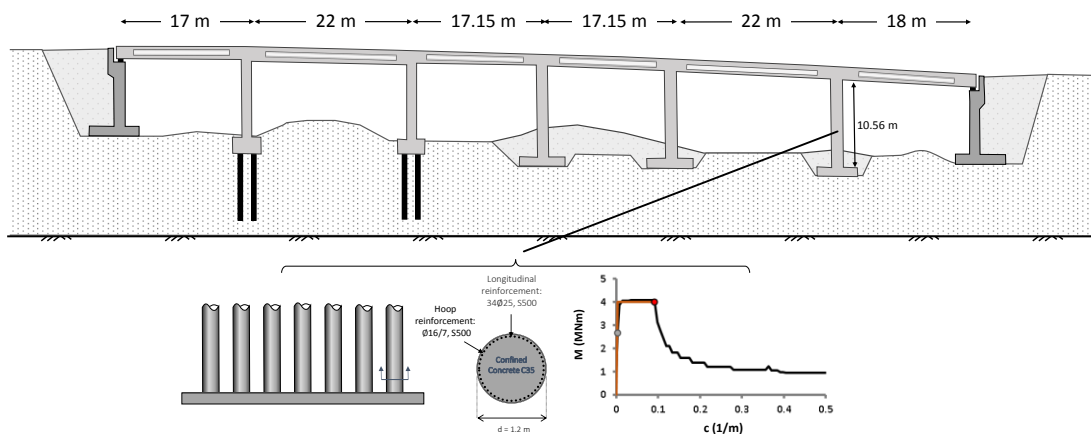
Η γέφυρα A04/TE12 (Σχήμα 79) είναι μία ασύμμετρη γέφυρα τριών ανοιγμάτων συνολικού μήκους 44.5 m. Το κατάστρωμα συνδέεται μονολιθικά σε δύο πολύστηλα βάθρα ενώ η στήριξή του στα ακρόβαθρα γίνεται μέσω εφεδράνων. Το μεσόβαθρο P2 αναμένεται να είναι το πλέον κρίσιμο με βάση την αντίστοιχη μεθοδολογία επιλογής που αναπτύχθηκε σε προηγούμενη ενότητα. Εφαρμόζοντας την προτεινόμενη μεθοδολογία αναπτύσσεται απλοποιημένο προσομοίωμα για την υπό εξέταση γέφυρα με τα εξής χαρακτηριστικά: $T = 1.07$ s, $a_y = 0.099$ g και $\mu_c = 19.9$ (Πίνακας 8). Γίνεται επίσης προσομοίωση των σωμάτων ανάλυσης τα οποία έχουν διαθέσιμο περιθώριο 140 mm.



Σχήμα 79: Γεωμετρία και κύρια δομικά μέρη της γέφυρας A04/TE12.

Στην αντίπερα όχθη, η γέφυρα A05/TE10 Bridge (**Σχήμα 80**) είναι μία σχεδόν συμμετρική γέφυρα πολύ μεγαλύτερου συνολικού μήκους (113.3 m), έξι ανοιγμάτων. Το κατάστρωμα συνδέεται μονολιθικά σε 5 πολύστηλα βάθρα, ενώ στηρίζεται μέσω εφεδράνων στα ακρόβαθρα. Σε αυτή την περίπτωση το κρίσιμο βάθρο είναι το βάθρο P5. Το απλοποιημένο προσομοίωμα το οποίο αναπτύχθηκε για τη συγκεκριμένη γέφυρα έχει τα εξής χαρακτηριστικά: $T = 1.18 \text{ s}$, $\alpha_y = 0.074 \text{ g}$ και $\mu_c = 22.4$ (**Πίνακας 8**). Σε αυτή τη περίπτωση τα σώματα ανόσχεσης έχουν διαθέσιμο περιθώριο $s_c = 150 \text{ mm}$.

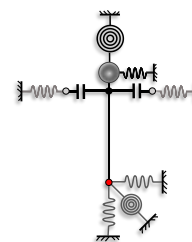
Οι δύο αυτές γέφυρες σε πρώτη όψη δείχνουν δύο εντελώς διαφορετικές περιπτώσεις τόσο σε γεωμετρικά χαρακτηριστικά (ασυμμετρία, συνολικό μήκος, πλήθος ανοιγμάτων) όσο και σε τυπολογία βάρων. Ωστόσο τα απλοποιημένα προσομοιώματα που αναπτύχθηκαν και προσεγγίζουν ιδιαίτερα ικανοποιητικά τη δυναμική συμπεριφορά των δύο γεφυρών εμφανίζουν πολύ κοντινές τιμές T , α_y και μ_c . Επομένως οι δύο αυτές περιπτώσεις προσφέρονται για την εξέταση του προτεινόμενου κριτηρίου στην εγκάρσια διεύθυνση.



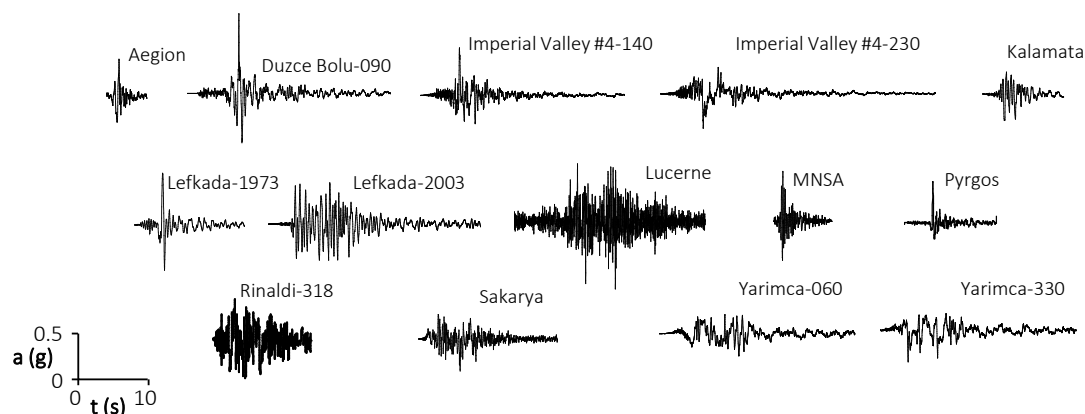
Σχήμα 80: Γεωμετρία και κύρια δομικά μέρη της γέφυρας A05/TE10.

Πίνακας 8: Χαρακτηριστικά των απλοποιημένων προσομοιωμάτων

	A04/TE12	A05/TE10
Natural period T (s)	1.07	1.18
Yield acceleration a_y (g)	0.099	0.074
Ductility Capacity μ_c	19.9	22.4
Stoppers gap (m)	0.14	0.15

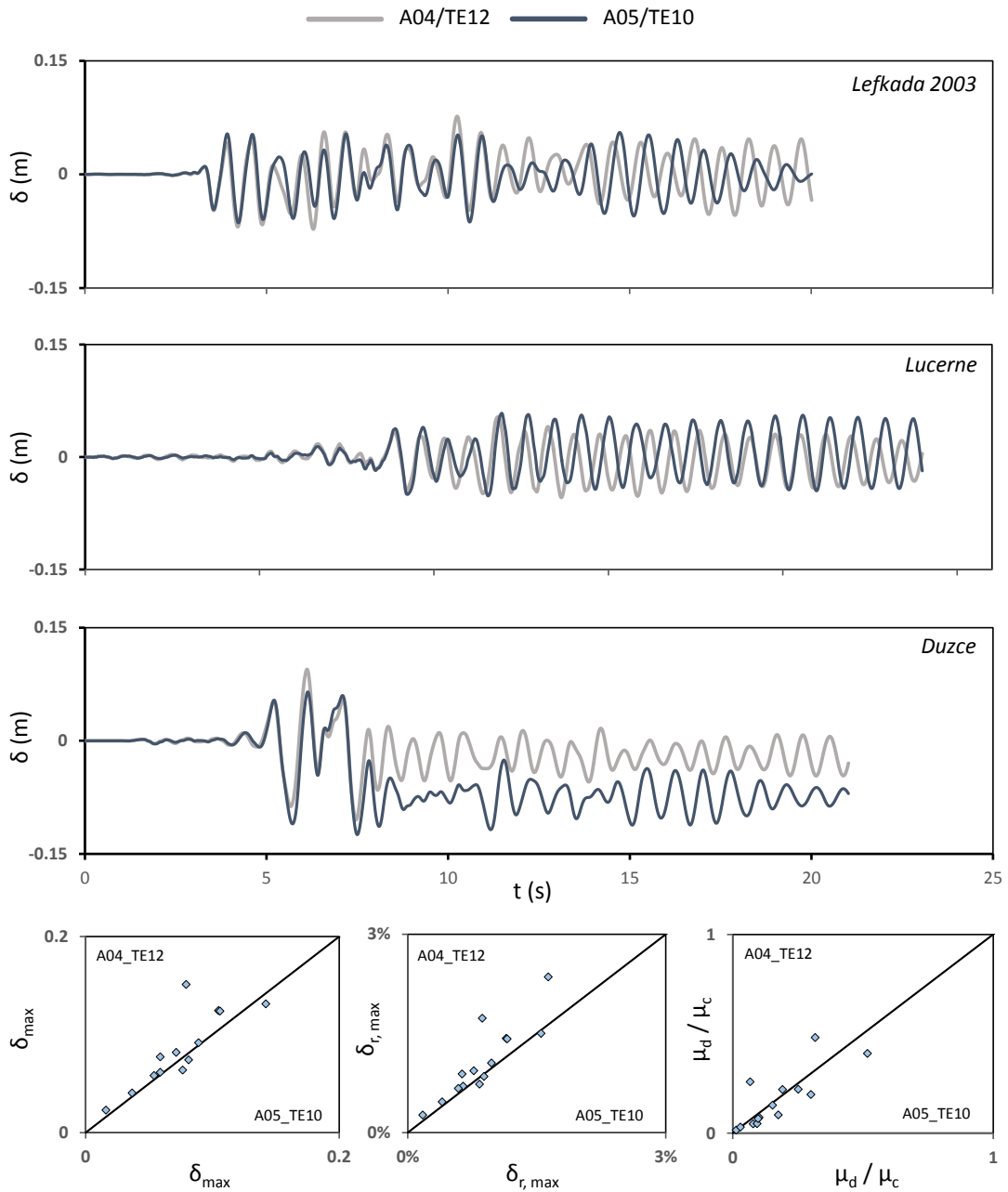


Συνολικά 14 πραγματικές σεισμικές καταγραφές επιλέχθηκαν και χρησιμοποιήθηκαν προκειμένου να συγκριθεί η δυναμική συμπεριφορά των δύο γεφυρών (**Σχήμα 81**).



Σχήμα 81: 14 πραγματικές καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν για την σύγκριση της σεισμικής απόκρισης των υπό εξέταση γεφυρών.

Η σεισμική απόκριση των δύο γεφυρών συγκρίνεται σε όρους χρονοϊστορίας σχετικής μετακίνησης του καταστρώματος δ . Στο **Σχήμα 82** παρουσιάζονται ενδεικτικά τα αποτελέσματα για 3 ισχυρές καταγραφές (Lefkada, Lucerne και Düzce). Παρουσιάζονται επίσης τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα των αναλύσεων σε όρους δ_{max} , $\delta_{r,max}$ and μ_d/μ_c . Τόσο τα αποτελέσματα των αναλύσεων όσο και οι αποκλίσεις στη συμπεριφορά των δύο συστημάτων συγκεντρώθηκαν στον **Πίνακα 9**. Οι μέσες αποκλίσεις μπορούν να θεωρηθούν αμελητέες ενώ οι μέγιστες χαρακτηρίζονται αποδεκτές ιδιαίτερα για τους σκοπούς ενός συστήματος άμεσης απόκρισης RARE και για τους 3 δείκτες δομικής βλάβης που χρησιμοποιήθηκαν.



Σχήμα 82: Σύγκριση της δυναμικής συμπεριφοράς των γεφυρών A04/TE12 και A05/TE10 σε όρους χρονοϊστορίας δ για τις καταγραφές Lefkada, Lucerne και Duzce και σύνοψη σε όρους maximum drift δ , drift ratio δ_r και μ_d/μ_c για τις 14 καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν.

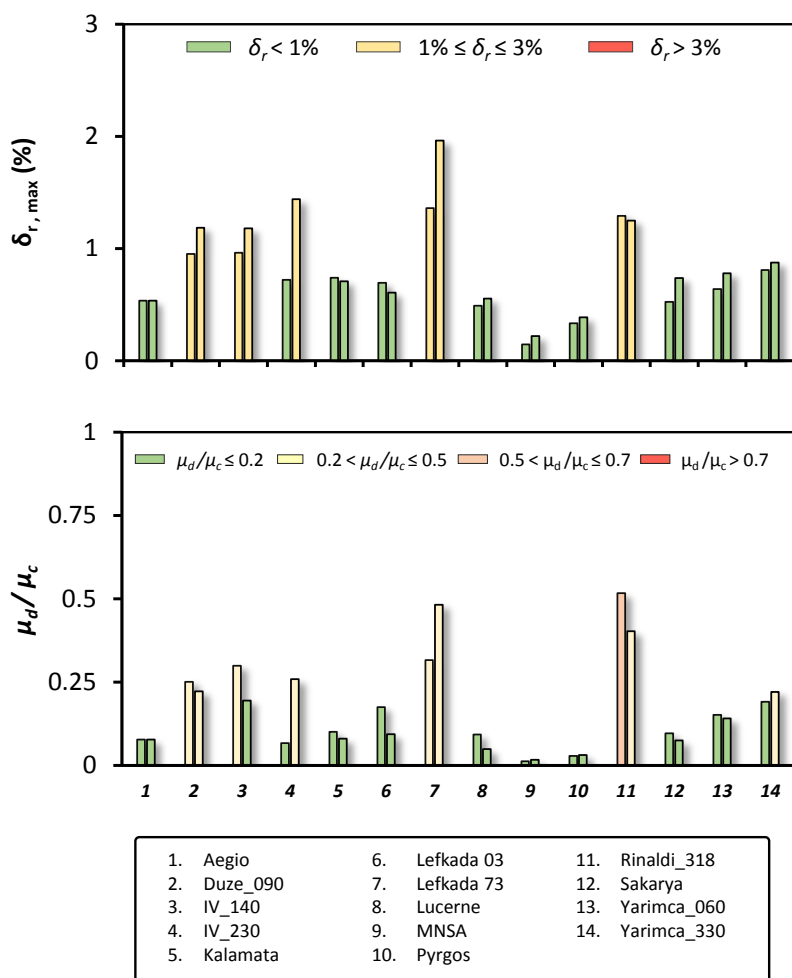
Πίνακας 9: Αποτελέσματα δυναμικών αναλύσεων και αποκλίσεις για τις γέφυρες Α04/ΤΕ12 και Α05/ΤΕ10.

record	Α04_ΤΕ12			Α05_ΤΕ10			Deviations			
	max δ (m)	max δr (%)	μd/μc	max δ (m)	max δr (%)	μd/μc	max δ (m)	max δr (%)	μd/μc	
Aegio	0.06	0.5	0.08	0.06	0.5	0.08	0.00	0.5	0.03	
Duze	0.10	1.0	0.25	0.12	1.2	0.22	0.02	1.2	0.03	
IV 140	0.11	1.0	0.30	0.12	1.2	0.19	0.02	1.2	0.10	
iv 230	0.08	0.7	0.07	0.15	1.4	0.26	0.07	1.4	0.19	
Kalamata	0.08	0.7	0.10	0.07	0.7	0.08	0.01	0.7	0.02	
Lefkada 03	0.08	0.7	0.17	0.06	0.6	0.09	0.01	0.6	0.08	
Lefkada 73	0.15	1.4	0.32	0.21	2.0	0.48	0.06	2.0	0.17	
Lucerne	0.05	0.5	0.09	0.06	0.6	0.05	0.00	0.6	0.04	
MNSA	0.02	0.1	0.01	0.02	0.2	0.02	0.01	0.2	0.00	
Pyrgos	0.04	0.3	0.03	0.04	0.4	0.03	0.00	0.4	0.00	
Rinaldi	0.14	1.3	0.52	0.13	1.3	0.40	0.01	1.3	0.11	
Sakarya	0.06	0.5	0.10	0.08	0.7	0.07	0.02	0.7	0.02	
Yarimca 060	0.07	0.6	0.15	0.08	0.8	0.14	0.01	0.8	0.01	
Yarimca 330	0.09	0.8	0.19	0.09	0.9	0.22	0.00	0.9	0.03	
							max :	0.07	0.72	0.19
							average:	0.02	0.19	0.06

Τέλος η απόκριση των δύο γεφυρών συγκρίνεται και σε όρους Στάθμης επιτελεστικότητας με βάση τα όρια: Response Limit States [Priestley et al. 1996] για τους δείκτες δομικής βλάβης $\delta_{r,max}$ και μ_d/μ_c . Όπως παρουσιάζεται στο **Σχήμα 83** σε όρους $\delta_{r,max}$ οι δύο γέφυρες βρίσκονται στην ίδια στάθμη επιτελεστικότητας στις 13 από τις 14 καταγραφές, ενώ 1-στάθμη διαφορά παρατηρείται για μόλις μία καταγραφή. Σε όρους μ_d/μ_c 10 από τις 14 βρίσκονται στην ίδια στάθμη ενώ 4 από τις 14 εμφανίζουν 1 στάθμη διαφορά. Χρησιμοποιώντας και τους δύο δείκτες σε καμία καταγραφή (0/14) δεν εμφανίστηκε σφάλμα (2-στάθμες διαφορά).

Με βάση τα αποτελέσματα των δυναμικών αναλύσεων τα οποία παρουσιάστηκαν οι δύο γέφυρες μπορούν να θεωρηθούν ισοδύναμες ως προς τη σεισμική τους συμπεριφορά, ιδιαίτερα για τους σκοπούς ενός συστήματος άμεσης απόκρισης RARE. Επομένως η ισχύς του προτεινόμενου κριτηρίου ελέγχθηκε σε πιο σύνθετα συστήματα και μπορεί να θεωρηθεί ευρύτερης εφαρμογής στην εγκάρσια διεύθυνση.

Σύμφωνα με τα παραπάνω γέφυρες με όμοια: T , α_y , μ_c μπορούν να θεωρηθούν ισοδύναμες στην εγκάρσια διεύθυνση και να εξετάζεται μία εξ αυτών ως αντιπροσωπευτική των υπολοίπων.

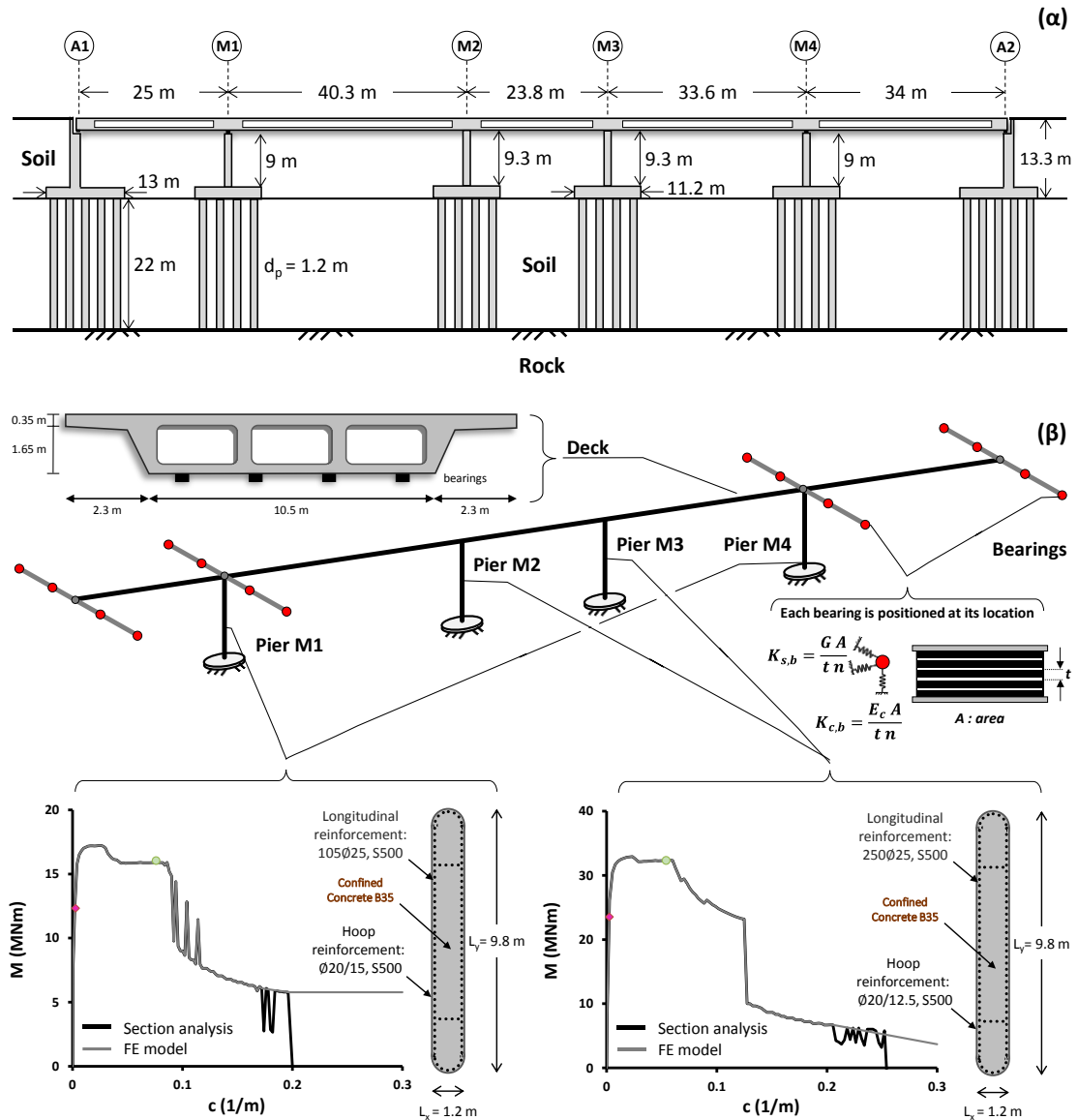


Σχήμα 83: Σύγκριση σε επίπεδο στάθμης επιτελεστικότητας με βάση το μέγιστο drift ratio $\delta_{r, max}$ και την απαιτούμενη προς διατιθέμενη πλαστιμότητα σε όρους καμπυλοτήτων μ_d / μ_c για τις δύο γέφυρες στις 14 καταγραφές που χρησιμοποιήθηκαν.

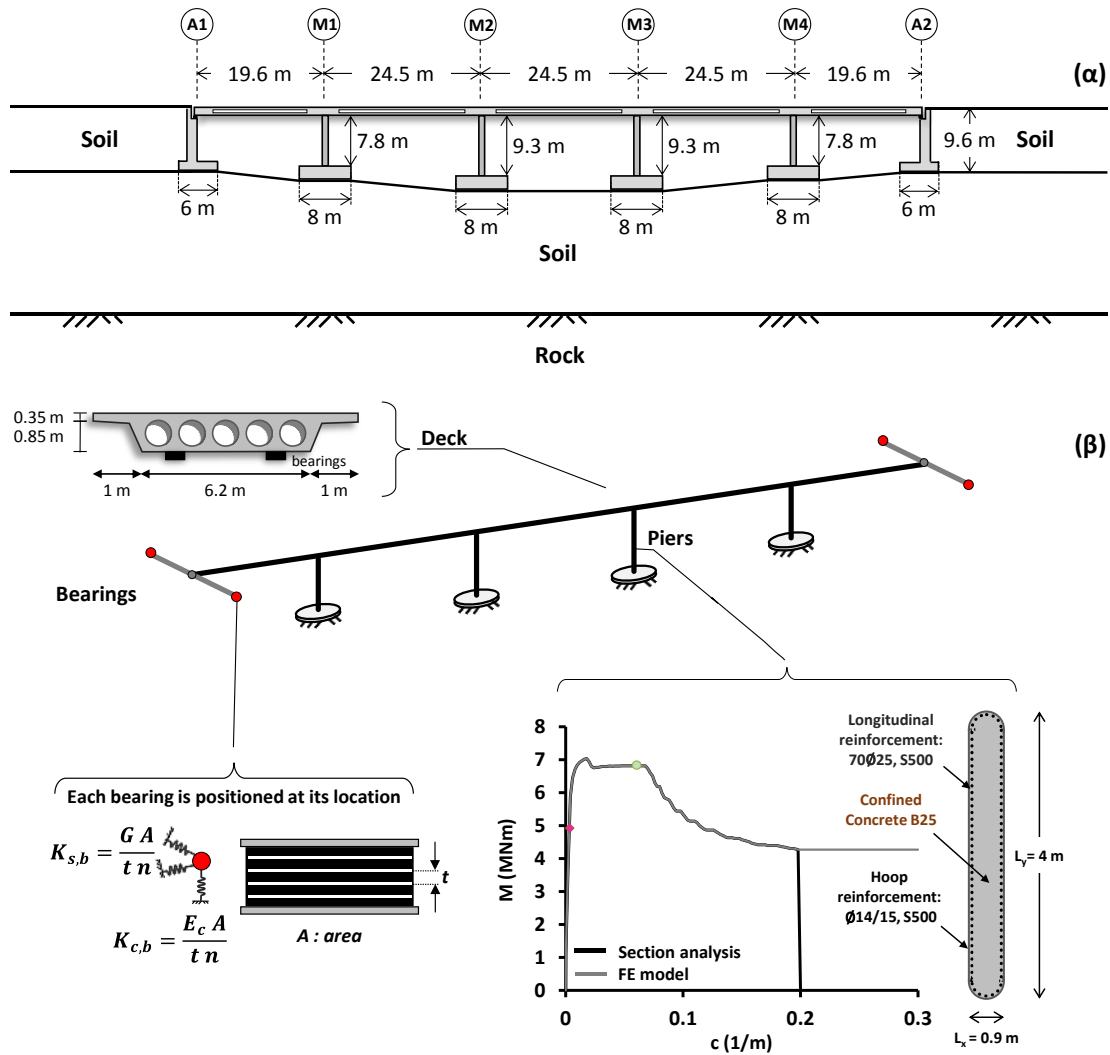
2.2.6.3 Επαλήθευση κριτηρίου σε πραγματικές γέφυρες στην διαμήκη διεύθυνση

Στο κεφάλαιο αυτό γίνεται επαλήθευση του κριτηρίου κατηγοριοποίησης που διατυπώθηκε προηγουμένως στη διαμήκη διεύθυνση αυτή τη φορά, χρησιμοποιώντας 2 πραγματικές γέφυρες της Αττικής Οδού. Για το σκοπό αυτό και με βάση την απλοποιημένη μεθοδολογία που αναπτύχθηκε προηγουμένως, αναπτύσσονται τα απλοποιημένα προσομοιώματα των γεφυρών αυτών. Οι 2 γέφυρες που επιλέχθηκαν (A17-TE01 και A18-TE18) παρουσιάζονται στα **Σχήματα 84** και **85** αντίστοιχα. Πρόκειται για 2 αρκετά διαφορετικές γέφυρες σε όρους συνολικού μήκους, διαστάσεων βάθρων και καταστρώματος. Επιπρόσθετα, ενώ στη γέφυρα A17-TE01 υπάρχουν εφέδρανα ολίσθησης σε 2 απ' τα 4 μεσόβαθρα (M1 και M4), στην A18-TE18 όλα τα μεσόβαθρα είναι μονολιθικά συνδεδεμένα με το

κατάστρωμα. Παρά τις σημαντικές διαφορές τους όμως τα αντίστοιχα απλοποιημένα προσομοιώματά τους έχουν περίπου την ίδια ιδιοπερίοδο (0.37s / 0.36s) και επιτάχυνση διαρροής (0.27g / 0.26g), και παρόμοια πλαστιμότητα (19 / 16). Ως εκ τούτου πληρούν τις προϋποθέσεις του προτεινόμενου κριτηρίου κατηγοριοποίησης. Η απόκρισή τους συγκρίνεται σε δυναμικές αναλύσεις χρησιμοποιώντας 15 πραγματικά επιταχυνσιογραφήματα (Σχήμα 81), προσεκτικά επιλεγμένα προκειμένου να καλύπτουν ένα ευρύ φάσμα χαρακτηριστικών της διέγερσης.

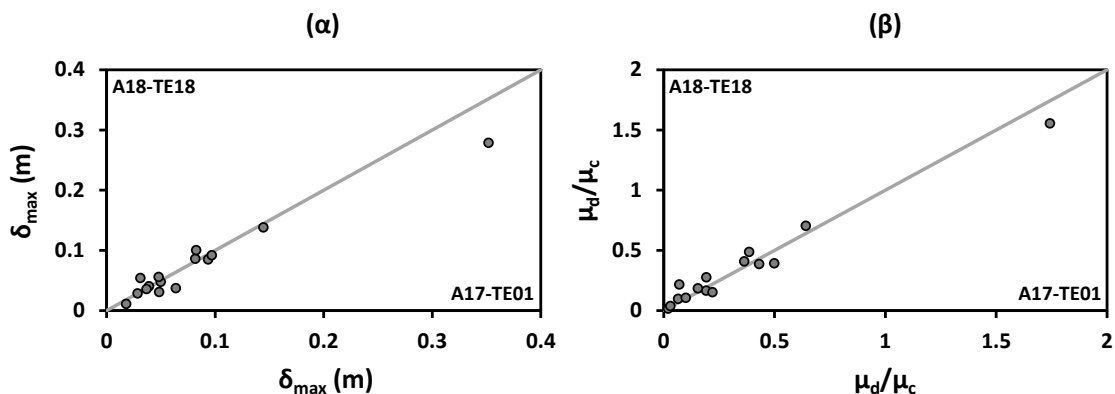


Σχήμα 84: (α) Τα βασικά χαρακτηριστικά της γέφυρας A17-TE01, και (β) το αντίστοιχο λεπτομερές αριθμητικό προσομοίωμα.

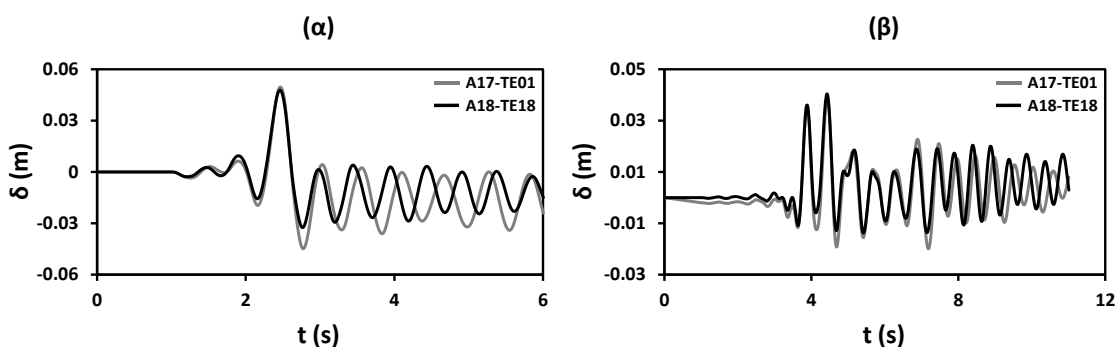


Σχήμα 85: (α) Τα βασικά χαρακτηριστικά της γέφυρας A18-TE18, και (β) το αντίστοιχο λεπτομερές αριθμητικό προσομοίωμα.

Η απόκριση των 2 απλοποιημένων προσομοιωμάτων συγκρίνεται στο **Σχήμα 86**. Η αποτελεσματικότητα του προτεινόμενου κριτηρίου ελέγχεται στη βάση δυναμικών αναλύσεων. Τα αποτελέσματα των αναλύσεων (για τις 15 καταγραφές) συνοψίζονται συγκρίνοντας το μέγιστο drift δ_{max} (**Σχήμα 86 (α)**) και το λόγο απαιτούμενης προς διατιθέμενη πλαστιμότητα μ_d/μ_c (**Σχήμα 86 (β)**) για τις 2 εξεταζόμενες γέφυρες. Μια πιο λεπτομερής σύγκριση παρουσιάζεται στο **Σχήμα 87** σε όρους ιστορίας drift (δ) για τις 2 γέφυρες, ενδεικτικά για τις καταγραφές του Αιγίου (**Σχήμα 87 (α)**), και της Καλαμάτας (**Σχήμα 87 (β)**).



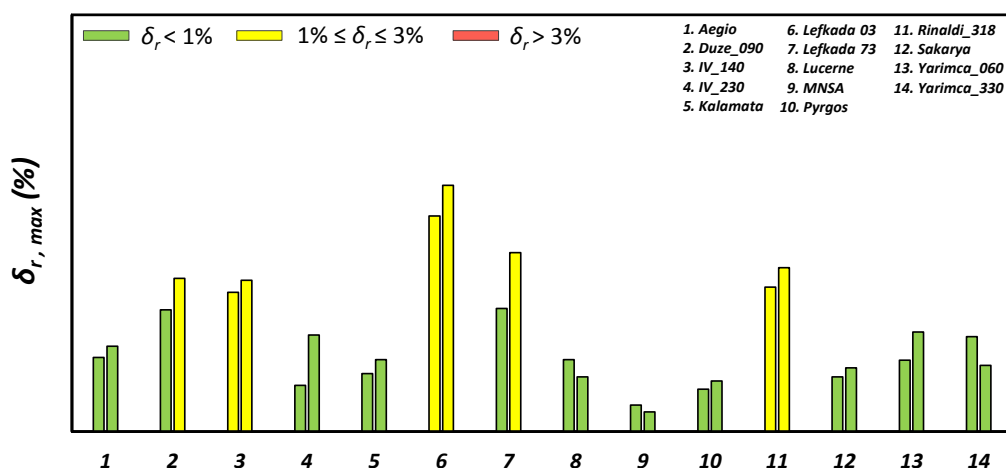
Σχήμα 86: Σύνοψη των δυναμικών αναλύσεων για τις 15 καταγραφές σε όρους εκτιμώμενου (προσομοίωμα A17-TE01) vs. εκτιμώμενου (προσομοίωμα A18-TE18) **(α)** μέγιστου drift (δ_{max}), και **(β)** λόγου απαιτούμενης προς διατιθέμενη πλαστιμότητα (μ_d/μ_c).



Σχήμα 87: Σύγκριση της απόκρισης των απλοποιημένων προσομοιωμάτων των 2 υπό εξέταση γεφυρών σε όρους ιστορίας drift (δ) για τις καταγραφές **(α)** του Αιγίου, και **(β)** της Καλαμάτας.

Όπως φαίνεται στο **Σχήμα 87**, η δυναμική απόκριση των 2 γεφυρών (οι οποίες προσομοιώνονται με τα αντίστοιχα απλοποιημένα μοντέλα) είναι πολύ παρόμοια τόσο σε όρους δ_{max} όσο και μ_d/μ_c . Επιπρόσθετα, στις περισσότερες περιπτώσεις οι ιστορίες drift των 2 προσομοιωμάτων βρίσκονται επίσης σε πολύ καλή σύγκριση σε όρους συχνοτικού περιεχομένου, αριθμού κύκλων και μεγίστων τιμών, ειδικά λαμβάνοντας υπόψη τις σημαντικές διαφορές των 2 υπό εξέταση γεφυρών. Τέλος η αποτελεσματικότητα του κριτηρίου κατηγοριοποίησης γίνεται πιο φανερή στο **Σχήμα 88**, στο οποίο συγκρίνεται η απόκριση των απλοποιημένων προσομοιωμάτων των 2 γεφυρών σε όρους στάθμης δομικής βλάβης για 14 καταγραφές, χρησιμοποιώντας ως δείκτη βλάβης το μέγιστο drift ratio ($\delta_{r,max}$).

Παρατηρείται ότι στο 86% των περιπτώσεων (12 στις 14) οι 2 γέφυρες βρίσκονται στην ίδια στάθμη βλάβης, ενώ μόλις στο 14% (2 στις 14) οι γέφυρες έχουν διαφορά μιας στάθμης βλάβης. Καταλήγουμε λοιπόν στο συμπέρασμα ότι το προτεινόμενο κριτήριο κατηγοριοποίησης είναι προς τη σωστή κατεύθυνση, και μπορεί να εφαρμοστεί στα πλαίσια ενός Συστήματος Άμεσης Απόκρισης (RARE) για τη κατηγοριοποίηση των εκατοντάδων γεφυρών που περιλαμβάνονται συνήθως σε ένα αυτοκινητόδρομο.



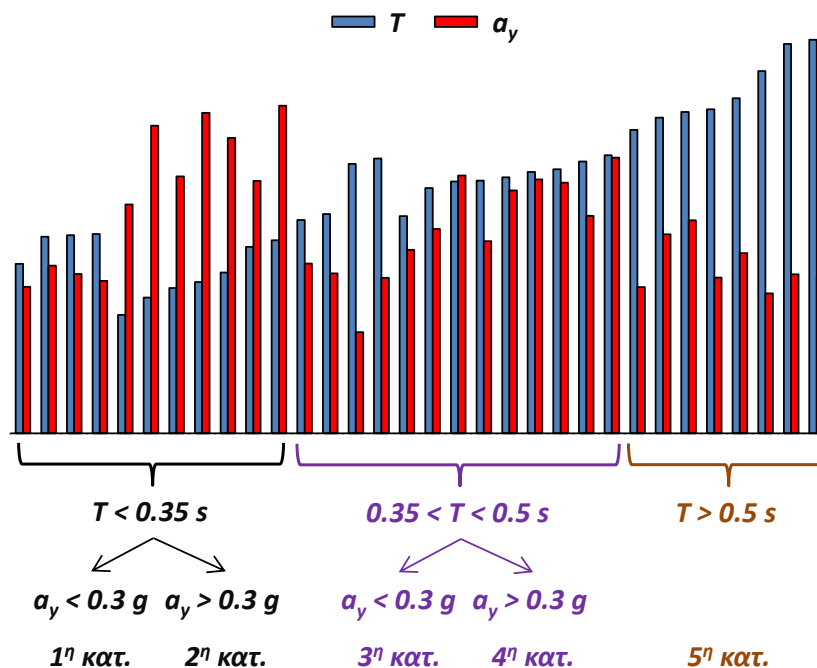
Σχήμα 88: Σύγκριση της απόκρισης των απλοποιημένων προσομοιωμάτων των 2 υπό εξέταση γεφυρών σε όρους στάθμης δομικής βλάβης για 14 καταγραφές, χρησιμοποιώντας ως δείκτη βλάβης το μέγιστο drift ratio ($\delta_{r,max}$).

Προτεινόμενες κατηγορίες γεφυρών

Στο κεφάλαιο αυτό το κριτήριο κατηγοριοποίησης που διατυπώθηκε προηγουμένως εφαρμόζεται για την κατηγοριοποίηση 42 γεφυρών της Αττικής Οδού σε διαμήκη και εγκάρσια διεύθυνση.

Εφαρμόζοντας λοιπόν τη παραπάνω μεθοδολογία αρχικά για τη διαμήκη διεύθυνση, τα 42 απλοποιημένα προσομοιώματα χωρίζονται σε 5 κατηγορίες με βάση την ιδιοπερίοδό τους (T) και την επιτάχυνση διαρροής (a_y). Πιο συγκεκριμένα, η 1^η κατηγορία περιλαμβάνει 14 από τις 42 γέφυρες, των οποίων τα απλοποιημένα προσομοιώματα έχουν $T < 0.35$ s, δηλαδή είναι οι πιο δύσκαμπτες. Αυτές ακολούθως διακρίνονται σε 2 υποκατηγορίες ανάλογα με την επιτάχυνση διαρροής τους : (α) $a_y < 0.3g$ (4/42), και (β) $a_y > 0.3g$ (10/42). Στη 2^η κατηγορία περιλαμβάνονται οι γέφυρες των οποίων τα απλοποιημένα προσομοιώματα έχουν $0.35 < T < 0.5$ s, δηλαδή είναι πιο εύκαμπτες συγκριτικά με τις προηγούμενες. Αυτές στη συνέχεια χωρίζονται εκ νέου σε 2 υποκατηγορίες ανάλογα με την επιτάχυνση διαρροής τους : (α) $a_y < 0.3g$ (5/42), και (β) $a_y > 0.3g$ (9/42). Στη 3^η κατηγορία (8/42)

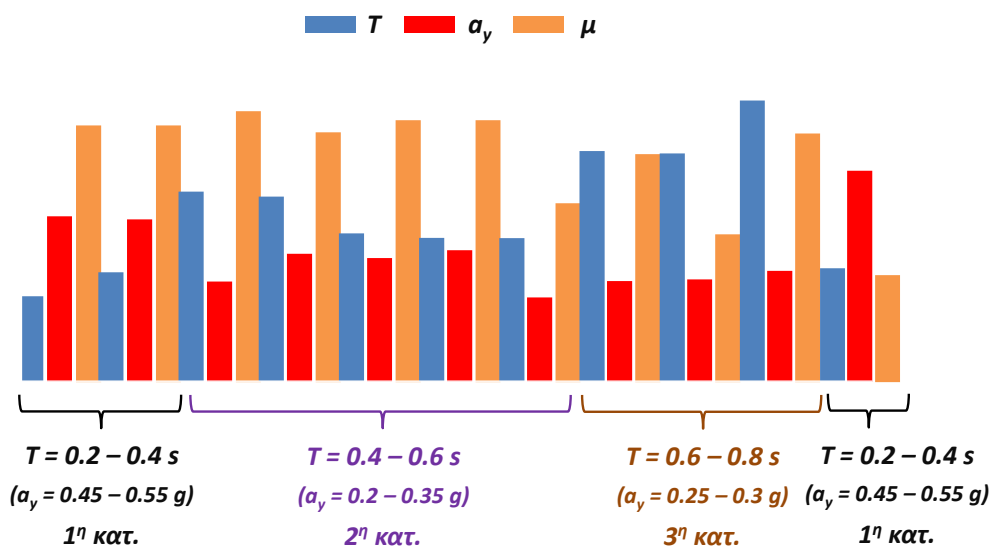
τοποθετούνται οι πιο εύκαμπτες γέφυρες ($T > 0.5$ s). Η συγκεκριμένη κατηγορία δεν διακρίνεται περαιτέρω σε υποκατηγορίες, διότι η επιτάχυνση διαρροής δεν εμφάνισε μεγάλο εύρος ($a_g = 0.24g - 0.36g$). Η πλαστιμότητα δεν λήφθηκε υπόψη στη κατηγοριοποίηση, διότι δεν εμφάνιζε μεγάλο εύρος. Επιπλέον σε όλες τις περιπτώσεις η διατιθέμενη πλαστιμότητα $\mu > 10$, επομένως ο παράγοντας αυτός είναι δευτερεύουσας σημασίας. Τέλος υπάρχουν και 6 περιπτώσεις για τις οποίες δεν αναμένεται καμία δομική βλάβη ακόμα και για πολύ ισχυρές καταγραφές, αφού η επιτάχυνση διαρροής τους ξεπερνάει τα 0.7g και επομένως δεν υπάρχει λόγος να εξεταστούν. Καταλήγουμε λοιπόν συνολικά σε 5 κατηγορίες στη διαμήκη διεύθυνση (Σχήμα 89), για τις οποίες προτείνουμε να εφαρμοστεί η απλοποιημένη μεθοδολογία για την ανάπτυξη μιας πολυπαραμετρικής εξίσωσης ανά κατηγορία.



Σχήμα 89: Εφαρμογή κριτηρίου κατηγοριοποίησης για 42 απλοποιημένα προσομοιώματα γεφυρών της Αττικής Οδού στη διαμήκη διεύθυνση.

Στην εγκάρσια διεύθυνση τα 42 απλοποιημένα προσομοιώματα διακρίνονται επίσης σε 5 κατηγορίες με βάση την ιδιοπερίοδό τους (T), την επιτάχυνση διαρροής (a_g), τη διατιθέμενη πλαστιμότητα (μ), το είδος των βάθρων (κυκλικά ή τοιχοειδή), και την ύπαρξη ή μη διαθέσιμου περιθωρίου μεταξύ του καταστρώματος και των σωμάτων ανάρσεσης στα ακρόβαθρα. Πιο συγκεκριμένα, στην 1^η κατηγορία τοποθετούνται οι γέφυρες με τοιχοειδή βάθρα (21/42). Οι γέφυρες αυτές έχουν ιδιοπερίοδο $T < 0.15$ s, $a_g > 1g$, και $\mu > 10$. Πρόκειται για πολύ δύσκαμπτες γέφυρες, λόγω της πολύ μεγάλης δυσκαμψίας των τοιχοειδών βάθρων στην εγκάρσια διεύθυνση, οι οποίες δεν αναμένεται να υποστούν σημαντικές βλάβες ακόμα και για πολύ ισχυρές καταγραφές. Στη 2^η κατηγορία ανήκουν οι γέφυρες στις οποίες δεν

υπάρχει διαθέσιμο περιθώριο μεταξύ καταστρώματος και σωμάτων ανάσχεσης στα ακρόβαθρα, αλλά βρίσκονται σε επαφή. Με αυτό τον τρόπο δεν επιτρέπεται η εγκάρσια μετακίνηση του καταστρώματος στα ακρόβαθρα, μεταβάλλοντας έτσι σημαντικά την δυναμική απόκριση τέτοιου τύπου γεφυρών όπως αναλύθηκε διεξοδικά σε προηγούμενο κεφάλαιο. Οι γέφυρες αυτές λοιπόν (5/42) έχουν παρόμοια συμπεριφορά μεταξύ τους και για το λόγο αυτό τοποθετούνται στην ίδια κατηγορία. Επιπλέον όμως το εύρος των ιδιοπεριόδων ($T = 0.32 - 0.48$ s), των επιταχύνσεων διαρροής ($a_y = 0.14g - 0.27g$), και των διαθέσιμων πλαστιμοτήτων ($\mu = 14 - 24$) δεν είναι μεγάλο, πράγμα που επιβεβαιώνει την αντίληψη ότι οι γέφυρες αυτές έχουν παρόμοια συμπεριφορά και πρέπει να τοποθετηθούν στην ίδια κατηγορία. Στη συνέχεια οι υπόλοιπες γέφυρες (14/42) διακρίνονται σε 3 κατηγορίες με αποκλειστικό κριτήριο την ιδιοπερίοδο (**Σχήμα 90**). Πιο συγκεκριμένα, στη 3^η κατηγορία ανήκουν οι πιο δύσκαμπτες γέφυρες με ιδιοπερίοδο ($T = 0.2 - 0.4$ s). Σ' αυτές η επιτάχυνση διαρροής έχει μικρό εύρος ($a_y = 0.45g - 0.55g$) άρα λογικά θα έχουν παρόμοια συμπεριφορά. Η 4^η κατηγορία περιλαμβάνει τις ενδιάμεσης δυσκαμψίας γέφυρες ($T = 0.4 - 0.6$ s), στις οποίες και πάλι η επιτάχυνση διαρροής δεν διαφέρει πολύ ($a_y = 0.20g - 0.35g$). Στη 5^η κατηγορία τοποθετούνται οι πιο εύκαμπτες γέφυρες ($T = 0.6 - 0.8$ s) οι οποίες έχουν επιπρόσθετα και παρόμοιες επιταχύνσεις διαρροής ($a_y = 0.25g - 0.30g$). Τέλος υπάρχουν και 2 περιπτώσεις για τις οποίες δεν αναμένεται καμία δομική βλάβη. Καταλήγουμε λοιπόν συνολικά σε 5 κατηγορίες στην εγκάρσια διεύθυνση όπως και στη διαμήκη, για τις οποίες προτείνουμε να εφαρμοστεί η απλοποιημένη μεθοδολογία για την ανάπτυξη μιας πολυπαραμετρικής εξίσωσης ανά κατηγορία.



Σχήμα 90: Εφαρμογή κριτηρίου κατηγοριοποίησης για 14 από τα 42 απλοποιημένα προσομοιώματα γεφυρών της Αττικής Οδού στην εγκάρσια διεύθυνση.

Βιβλιογραφία

- ABAQUS 6.13. (2013). Standard user's manual. Dassault Systèmes Simulia Corp., Providence, RI, USA.
- Agalianos A. (2014). *Numerical Assessment of the Seismic Vulnerability of Motorway Bridges in the Longitudinal Direction*. MSc Thesis, University of Dundee, UK.
- Agalianos A., Sakellariadis L. (2013). *A simplified method to estimate seismic vulnerability of bridges considering soil-structure interaction*. Diploma Thesis, National Technical of Athens, Greece.
- Anastasopoulos I., Anastasopoulos P.Ch., Agalianos A., and Sakellariadis L. (2014), "Simple method for real-time seismic damage assessment of bridges", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (submitted for possible publication).
- Anastasopoulos I., Gazetas G., Loli M., Apostolou M., Gerolymos N. (2010). "Soil failure can be used for seismic protection of structures" *Bull Earthquake Eng* (2010) 8:309–326.
- Anastasopoulos I., Gelagoti F., Kourkoulis R., Gazetas G. (2011), "Simplified Constitutive model for Simulation of Cyclic Response of Shallow Foundations: Validation against Laboratory Tests", *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 137(12), pp. 1154–1168.
- Anastasopoulos I., Kontoroupi Th. (2014), "Simplified approximate method for analysis of rocking systems accounting for soil inelasticity and foundation uplifting", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 56, pp. 28-43.
- Anastasopoulos I., Sakellariadis L., and Agalianos A. (2014), "Simplified method for seismic analysis of motorway bridges accounting for key structural components and nonlinear soil-structure interaction", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (submitted for possible publication).
- Anastasopoulos P.C., Mannering F.L. (2011). "An empirical assessment of fixed and random parameter logit models using crash- and non-crash-specific injury data", *Accident Analysis and Prevention*, 43 (3): 1140-1147.
- Applied Technology Council ATC-13 (1985). *Earthquake damage evaluation data for California*, Redwood City, California.

- Applied Technology Council ATC-25 (1991). *Seismic Vulnerability and Impact of Disruption on Conterminous United States*, Redwood City, California.
- Argyroudis S., Monge O., Finazzi D., Pessina V. (2003). *Vulnerability assessment of lifelines and essential facilities: methodological handbook*, Appendix 1: Roadway transportation system. Report n°GTR-RSK 0101-152av7.
- Arias A. (1970). "A measure of earthquake intensity", In: Hansen RJ (ed) *Seismic design for nuclear power plants*. MIT Press, Cambridge, pp 438–483.
- Basöz N.I., Kiremidjian A.S., King S.A., Law K.H. (1999). "Statistical analysis of bridge damage data from the 1994 Northridge, CA earthquake". *Earthquake Spectra*, 15(1):25–53.
- Bertero V.V. (1977). Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments. *Structural Engineering and Structural Mechanics*, Pister KS (ed.). Prentice Hall: Englewood Cliffs, NJ, 1977; 211–215.
- Chapman H.E., Lauder M.K, and Wood J.H. (2005), "Seismic assessment and retrofitting of New Zealand State Highway bridges." *Proceedings NZSEE Annual Conference*.
- Cockburn A. (2014). *The Seismic Vulnerability of Cut and Cover Tunnel Structures of the Attiki Odos Motorway*. BEng Thesis, University of Dundee, UK.
- Codermatz R., Nicolich R., Slejko D. (2003). "Seismic risk assessments and GIS technology: applications to infrastructures in the Friuli-Venezia Giulia region (NE Italy)". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.32, pp. 1677-1690.
- Crouse C.B., Hushmand B., and Martin G.R. (1987), "Dynamic soil-structure interaction of a single span bridge", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 15, pp. 711-729.
- De Groeve T., Vernaccini L., Annunziato A. (2006). Global Disaster Alert and Coordination System, *Proc. 3rd International ISCRAM Conference*, Eds. B. Van de Walle and M. Turoff, Newark, pp.1-10.
- Duncan J.M., and Mokwa R.L. (2001), "Passive earth pressures: theories and tests", *ASCE J Geotech Geoenviron Eng*, 127(3), 248-257.
- EAK (2000) "Greek Seismic Code", Organization of Seismic Planning and Protection, Athens (in Greek).
- EΚΩΣ (2000) "Greek code for reinforced concrete", Organization of Seismic Planning

- and Protection, Athens (in Greek).
- El-Gamal M., and Siddharthan R.V.(1998), “Nonlinear stiffness of abutments on spread footings for seismic design and retrofit”, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics-III*, P. Dakoulas, M. Yegian, and R. D. Holtz, eds., ASCE Geotechnical Special Publication No. 75, 1307–1318.
- Elnashai, A., Borzi, B., and Vlachos, S., (2004). —Deformation-based Vulnerability Functions for RC Bridges,|| *Structural Engineering and Mechanics*, 17(2), 215-244.
- Erdik M., Fahjan Y., Ozel O., Alçık H., Mert A., Gul M. (2003) "Istanbul earthquake rapid response and early warning system," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 1(1) 157–63.
- Erdik M., Sesetyan K., Demircioglu M.B., Hancilar U., Zulfikar C. (2011). "Rapid earthquake loss assessment after damaging earthquakes," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 247–266.
- Faraji S., Ting J.M., Crovo D.S., and Ernst H.(2001), “Nonlinear analysis of integral bridges: Finite element model.”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 127(5), 454–461.
- FEMA (2000). Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. *Report No. FEMA-350*, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FHWA [Federal Highway Administration] (1995) Recording and coding guide for the structure inventory and appraisal of the nation’s bridges. Rep. no. FHWA-PD-96-001, Office of Engineering, Bridge Division, Washington, DC
- Franchin P., Pinto P.E. (2009). “Allowing Traffic over Mainshock-damaged Bridges”, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(5): 585-599.
- Gadre A.D., and Dobry R. (1998), “Centrifuge modeling of cyclic lateral response of pilecap systems and seat-type abutments in dry sand.” Rep. MCEER-98-0010, Rensselaer Institute, Civil Engineering Dept., Troy, New York.
- Gajan S., Kutter BL. (2009), “Effects of Moment-to-Shear Ratio on Combined Cyclic Load-Displacement Behavior of Shallow Foundations from Centrifuge Experiments” *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 135(8), pp. 1044-1055.

- Garini E., Gazetas G. (2013). "Damage potential of near-fault records: sliding displacement against conventional "Intensity Measures"". *Bull Earthquake Eng* (2013) 11:455–480.
- Gazetas G. (1983), "Analysis of machine foundation vibrations: state of the art", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2, pp. 2–42.
- Gazetas G., Anastasopoulos I., Adamidis O., Kontoroupi T. (2012), "Nonlinear Rocking Stiffness of Foundations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, pp. 83–91.
- Gerolymos N., Gazetas G. (2005), "Seismic Response of Yielding Pile in Non - Linear Soil", Proceedings of the 1 st Greece - Japan Workshop on Seismic Design, Observation, Retrofit of Foundations, Athens, Greece, p.p. 25–37.
- Gerolymos N., Gazetas G., Tazoh T. (2005), Seismic Response of Yielding Pile in Non-Linear Soil, *Proc. 1st Greece –Japan Workshop, Seismic Design, Observation, and Retrofit of Foundations*, pp. 25-36, Athens 11-12 October.
- Gourvenec S. (2007), "Shape effects on the capacity of rectangular footings under general loading", *Géotechnique*, 57(8), pp. 637-646.
- Heiner L., Rollins K.M., and Gerber T.M. (2008), "Passive force-deflection curves for abutments with MSE confined approach fills." *6th National Seismic Conference on Bridges & Highways*, Char-leston, South Carolina.
- Housner G.W. (1952). "Spectrum intensities of strong motion earthquakes". Proceedings of the Symposium on earthquake and blast effects on structures, EERI, Oakland California, pp. 20–36.
- Ishibashi I., Zhang X. (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay.", *Soil Found*, 33(1), 12–191.
- Ishihara K. (1996), "*Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*", Oxford Engineering Science Series, Oxford University Press.
- Karavasilis T.L., Makris N., Bazeos N., and Beskos D.E. (2010), "Dimensional response analysis of multi-storey regular steel MRF subjected to pulse-like earthquake ground motions", *Journal of Structural Engineering*, ASCE 136(8), 921–932.
- Karim, K.R., Yamazaki, F. (2001). "Effect of earthquake ground motions on fragility curves of highway bridge piers based on numerical simulation". *Earthquake Engineering and Structural dynamics*, 30: 1839-1856.

- Kawashima K., Unjoh S. (1997). “The damage of highway bridges in the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake and its impact on Japanese seismic design”. *Journal of Earthquake Engineering*, 1(3): 505-541.
- Kiureghian, A. D. (2002). “Bayesian Methods for Seismic Fragility Assessment of Lifeline Components”, *Acceptable Risk Processes: Lifelines and Natural Hazards*, Monograph No. 21, A. D. Kiureghian, ed., Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering, ASCE, Reston VA USA.
- KSC_RC, (2013), “Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members”, Kansas State University, USA.
- Langhaar H.L. (1951), “Dimensional Analysis and Theory Of Models”, Wiley, New York.
- Makris N., and Black C.J. (2004a), “Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse – type excitations”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE 130(9), 1019–1031.
- Makris N., and Black C.J. (2004b), “Dimensional analysis of rigid – plastic and elastoplastic structures under pulse–type excitations”, *Journal of Engineering Mechanics*, ASCE 130(9), 1006–1018.
- Makris N., and Psychogios T. (2006), “Dimensional response analysis of yielding structures”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 35, 1203–1224.
- Makris N., and Vassiliou M.F. (2010), “The existence of ‘complete similarities’ in the response of seismic isolated structures subjected to pulse-like ground motions and their implications in analysis”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 40(10), 1103–1121.
- Maroney B., and Chai Y.H. (1994), “Bridge abutment stiffness and strength under earthquake loading”, *Proc. 2nd International Workshop on the Seismic Design of Bridges*, Queenstown, New Zealand.
- Maroney B., Romstad K., Chai Y.H., and Vanderbilt E. (1994), “Interpretation of large-scale bridge abutment test results”, *Proc. 3rd Annual Seismic Research Workshop*, CALTRANS. Sacramento, California.

- Meyerhof G.G. (1953), "The bearing capacity of foundations under eccentric and inclined loads", *3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Zurich, 1, 440–445.
- Moschonas I.F., Kappos A.J., Panetsos P., Papadopoulos V., Makarios T., Thanopoulos P. (2009), "Seismic fragility curves for greek bridges: methodology and case studies", *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 7, pp. 439–468.
- National Institute of Building Sciences (NIBS) (1999, 2004). —HAZUS: Users' Manual and Technical Manuals|. Report prepared for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- Nielson B. & DesRoches R. (2007a). "Analytical Seismic Fragility Curves for Typical Bridges in the Central and Southeastern United States," *Earthquake Spectra*, Volume 23, No. 3, pages 615–633
- Nielson B. & DesRoches R. (2007b). "Seismic fragility methodology for highway bridges using a component level approach," *Earthquake engineering and Structural Dynamics*, 36, 823–839.
- Nuttli O.W. (1979). "The relation of sustained maximum ground acceleration and velocity to earthquake intensity and magnitude". US Army Engineer Waterways Experiment Station. Miscellaneous Paper S-76-1, Report 16, p 74.
- Palmeri A., and Makris N. (2008), "Response analysis of rigid structures rocking on a viscoelastic foundation," *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 37, 1039–1063.
- Pitilakis D., and Makris N. (2010), "Dimensional analysis of inelastic systems with soil-structures interaction," *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 1497–1514.
- Pitilakis K., Crowley H. (2014). Recommendations for Future Directions in Fragility Function Research, *Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, 27, pp. 403-413.
- Pitilakis K., Crowley E., Kaynia A. (eds) (2014). *SYNER-G: Typology definition and fragility functions for physical elements at seismic risk*, ISBN 978-94-007-7872-6, Springer Science and Business Media.
- Potyondy J.G. (1961), "Skin friction between various soils and construction materials.", *Géotechnique*, London, 11(1), pp. 339–353.
- Priestley M.J.N., Seible F., Calvi G.M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*.

- Wiley, New York.
- Rankine W. (1857), "On the stability of loose earth.", *Philosophical Transactions of the Royal Society of London*, Vol. 147.
- Rollins K.M., and Cole R.T. (2006), "Cyclic lateral load behavior of a pile cap and backfill", *ASCE J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, 132(9), 1143-1153.
- Sakellariadis L. (2014). *Numerical Assessment of the Seismic Vulnerability of Motorway Bridges in the Transverse Direction*. MSc Thesis, University of Dundee, UK.
- Sarma S.K., Yang K.S. (1987), "An evaluation of strong motion records and a new parameter A_{95} ". *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 15(1): 119–132.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Lee J., and Naganuma T. (2000a). "Statistical Analysis of Fragility Curves", *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12): 1224-1231.
- Shinozuka M., Feng M.Q., Kim H.K., and Kim S.H. (2000b). "Nonlinear Static Procedure for Fragility Curve Development", *Journal of Engineering Mechanics*, 126(12): 1287-1295.
- Thurston S.J. (1986a), "Load displacement response of a rigid abutment wall translated into sand backfill", Report 5-86/1, Central Laboratories, Ministry of Works and Development, Lower Hutt.
- Thurston S.J. (1986b), "Rotation of a rigid abutment wall into dense backfill", Report 5-86/3, Central Laboratories, Ministry of Works and Development, Lower Hutt.
- Thurston S.J. (1987), "Translation of a rigid abutment wall into dense backfill", Report 5-87/1, Central Laboratories, Ministry of Works and Development, Lower Hutt.
- USC-RC (2001). "Moment-Curvature, Force-Deflection, and Axial Force-Bending Moment Interaction Analysis of Reinforced Concrete Members". University of S. California, USA.
- Vamvatsikos D., Cornell CA. (2002) "Incremental dynamic analysis Earthquake" *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31 pp. 491–514.
- Von Thun J.L., Rochim L.H., Scott G.A., Wilson J.A. (1988). "Earthquake ground motions for design and analysis of dams". *Earthquake engineering and soil dynamics II—recent advances in ground-motion evaluation*. Geotechnical Special

- Publication 20, ASCE, pp 463–481.
- Vucetic M., and Dobry R. (1991), “Effect of soil plasticity on cyclic response”, *Journal of Geotechnical Engineering (ASCE)*, Vol. 117, No. 1, pp. 89-117.
- Washington S.P., Karlaftis M.G., Mannering F.L. (2011). *Statistical and Econometric methods for transportation data analysis*. 2nd Edition, Chapman & Hall/CRC.
- Wilson P., and Elgamal A. (2009), “Full-scale shake table investigation of bridge abutment lateral earth pressure”, *Bulletin of NZSEE*, Vol 42, No 1, 39-46.
- Wood J.H. (2009), “Waiwhetu Stream Bridges at Wainui and Seaview Roads: Detailed Seismic Assessment”, Report to Hutt City Council. Draft, 6 January, 2009.
- Wood J.H., Chapman H.E., Kirkcaldie D.K., and Gregg G.C. (2007), “Seismic assessment and retrofit of the Waikanae and Pakuratahi River bridges.”, *Proceedings NZSEE Annual Conference*.
- Yamazaki F, Hamada T, Motoyama H, Yamauchi H.(1999). “Earthquake damage assessment of expressway bridges in Japan”. *Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph 1999*, pp. 361-370.