

## Συσχέτιση Σεισμικών Παραμέτρων και Ολικών Δεικτών Βλάβης σε Κατασκευές Οπλισμένου Σκυροδέματος

Πέτρος Χ. Λαζαρίδης\*, Ιωάννης Ε. Καββαδίας<sup>†</sup>, Λάζαρος Κ. Βασιλειάδης<sup>‡</sup>

### ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Στην παρούσα εργασία πραγματοποιείται συσχέτιση μεταξύ σεισμικών παραμέτρων έντασης και ολικών δεικτών βλάβης σε κατασκευές οπλισμένου σκυροδέματος. Για αυτόν τον σκοπό, χρησιμοποιήθηκαν καταγραφές πραγματικών σεισμών, από τις οποίες υπολογίστηκαν παράμετροι, που χαρακτηρίζουν ένα επιταχυνσιογράφημα και προτάθηκαν εναλλακτικές τους. Στη συνέχεια μέσω δυναμικών ανελαστικών αναλύσεων ιστορίας αποτιμήθηκαν δείκτες βλάβης για θεωρία 1ης και 2ης τάξης. Η συσχέτιση μεταξύ του εκάστοτε ζεύγους σεισμικής παραμέτρου και δείκτη βλάβης έγινε μέσω πολυωνυμικών παλινδρομήσεων. Σεισμικές παράμετροι που δεν λαμβάνουν υπόψη τους τα χαρακτηριστικά του ταλαντωτή, παρουσίασαν ελάχιστη ή μέτρια συσχέτιση, ενώ φασματικές παράμετροι ταχυτήτων και ενεργειών ερμηνεύουν τη μεταβολή των δεικτών βλάβης σε ποσοστά άνω του 80 ή και 90 τοις εκατό.

### 1 ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Η συσχέτιση των χαρακτηριστικών μιας ισχυρής εδαφικής κίνησης με το μέγεθος της βλάβης που μπορεί να προκαλέσει σε δομικές κατασκευές, έχει απασχολήσει σημαντικό μέρος της βιβλιογραφίας στον τομέα της Αντισεισμικής Μηχανικής. Μεγάλος αριθμός μελετών μέχρι τώρα, είχε ως βασικό αντικείμενο την διερεύνηση του βαθμού συσχέτισης διαφόρων σεισμικών παραμέτρων, με δείκτες βλάβης που προέκυπταν από την ανελαστική καμπτική απόκριση των κατασκευών οπλισμένου σκυροδέματος. Οι παλαιότερες από αυτές [1] χρησιμοποιούν κλασικές στατιστικές προσεγγίσεις, υπολογίζοντας δείκτες γραμμικής και μη γραμμικής μονότονης συσχέτισης. Οι πιο πρόσφατες αντιμετωπίζουν την καταγραφή των επιταχύνσεων ως ένα μη στατικό σήμα που το συχνοτικό του περιεχόμενο μεταβάλλεται συν τω χρόνω [2], υπολογίζουν δείκτες παλινδρόμησης [3] ή χρησιμοποιούν νεότερες μεθόδους για την ανάλυση συσχέτισης, όπως τα νευρωνικά δίκτυα [4] και την ασαφή λογική [4] ή θεωρούν χωρική ταλάντωση [5]. Στην παρούσα εργασία οι ανελαστικές αναλύσεις ιστορίας θα πραγματοποιηθούν σε ένα επίπεδο πλαίσιο Ο/Σ, αρχικά χωρίς την επιρροή και στην συνέχεια με την επίδραση των δευτερογενών ροπών λόγω αξονικών φορτίων (P–Delta effects). Θα εξεταστούν ως εναλλακτικές σεισμικές παράμετροι, αθροιστικά μέτρα των φασμάτων ψευδοταχυτήτων και ενέργειας και οι μη συμπτωτικές παρεμβολές μεταξύ μέτρων έντασης και δεικτών βλάβης θα γίνουν με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων.

\* Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός, Μετ. Φοιτ., Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Δ.Π.Θ., lazaridispet@teemail.gr

<sup>†</sup> Διδάκτωρ, Διπλ. Πολιτικός Μηχανικός, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Δ.Π.Θ., ikavvadi@civil.duth.gr

<sup>‡</sup> Αναπληρωτής Καθηγητής, Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Δ.Π.Θ., lvasilia@civil.duth.gr

## 2 ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΚΑΙ ΔΕΙΚΤΕΣ

### 2.1 Σεισμικές Παράμετροι

Οι παράμετροι έντασης των σεισμικών καταγραφών αποτελούν μεγάλο μέρος έρευνας τόσο για την Τεχνική Σεισμολογία όσο και την Αντισεισμική Μηχανική. Στην Τεχνική Σεισμολογία χρησιμοποιούνται για την ερμηνεία της μεταβολής των χαρακτηριστικών μιας σεισμικής δόνησης από το επίκεντρο γένεσής της μέχρι τον σταθμό που θα καταγραφεί ή την κατασκευή που θα πλήξει. Ενώ η Αντισεισμική Μηχανική [6] με αυτές τις παραμέτρους μελετά την επίδραση μιας σεισμικής καταγραφής στην δυναμική απόκριση των κατασκευών.

#### 2.1.1 Μη δομικές Παράμετροι

Μη δομικές παράμετροι στο παρόν θα ονομάζονται αυτές που δεν λαμβάνουν πληροφορίες σχετικά με τα χαρακτηριστικά του κτιρίου ως ταλαντωτή. Οι παράμετροι αυτές μπορούν να χωριστούν σε διάφορες κατηγορίες ανάλογα με τον τρόπο υπολογισμού τους και τα χαρακτηριστικά του επιταχυνσιογραφήματος τα οποία ποσοτικοποιούν. Οι πιο απλές από αυτές είναι οι κατά απόλυτο μέγιστες τιμές από τα σήματα των εδαφικών επιταχύνσεων, ταχυτήτων και μετατοπίσεων, PGA, PGV και PGD αντίστοιχα. Ευρέως χρησιμοποιούμενα και διαδεδομένα μέτρα έντασης είναι η ένταση Arias ( $I_A$ ) και η σωρευτική απόλυτη επιτάχυνση  $CAV$ . Στην εξέλιξη της έντασης Arias συν τω χρόνω βασίζεται η κατασκευή του διαγράμματος Husid ( $H_d$ ) [7].

Ίδιον γνώρισμα των σημάτων αποτελεί το συχνοτικό περιεχόμενο το οποίο για τα επιταχυνσιογραφήματα στην προκειμένη, μεταβάλλεται δυναμικά με τον χρόνο [8], πολλές φορές όμως ποσοτικοποιείται με την ισοδύναμη συχνότητα  $PGA/PGV$  ως εάν να επρόκειτο για ημιτονειδή κίνηση [6]. Ένα άλλο μέγεθος που έχει προταθεί και σχετίζεται με τη συχνότητα είναι το Μέτρο Δυνητικής Καταστροφικότητας Araya/Saragoni ( $I_{AS}$ ) που προκύπτει συναρτήσεως του πλήθους των μηδενισμών του επιταχυνσιογραφήματος ( $u_o$ ) ανά μονάδα χρόνου.

Όσον αφορά τη διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης έχουν δοθεί κατά καιρούς διάφοροι ορισμοί προκειμένου να εντοπιστεί το τμήμα του επιταχυνσιογραφήματος που φέρει το κύριο μέρος της συνολικής του έντασης. Σε αυτήν την εργασία θα χρησιμοποιηθούν για την διάρκεια της ισχυρής εδαφικής κίνησης, ο ορισμός της κατά Trifunac/Brady ( $SMD_{TB}$ ), κατά Reinoso/Ordaz/Guerrero ( $SMD_{ROG}$ ), καθώς και εκείνος κατά Bolt.

Συνδυάζοντας τις παραπάνω παραμέτρους προκύπτουν πιο σύνθετα μέτρα όπως η Ισχύς  $P_{90}$ , η  $a_{rms}$ , η Χαρακτηριστική Ένταση ( $I_c$ ), το Μέτρο Δυνητικής Βλάβης κατά τους Fajfar/Vidic/Fischinger ( $I_{FVF}$ ) καθώς και εκείνο κατά Riddell και Garcia ( $I_{RG}$ ).

#### 2.1.2 Δομικές Παράμετροι

Οι δομικές παράμετροι συνήθως έμμεσα ή άμεσα εξαρτώνται από κάποιο χαρακτηριστικό της εξεταζόμενης κατασκευής όπως η ελαστική θεμελιώδης ιδιοπερίοδος  $T_f$ , γεγονός που τους προσδίδει περισσότερη αξιοπιστία αλλά αυξάνει το υπολογιστικό τους κόστος. Αυτές οι παράμετροι συνήθως προκύπτουν από τον υπολογισμό ελαστικών φασμάτων απόκρισης [6]. Τετοια μεγέθη είναι η φασματική μετατόπιση  $S_d$ , η φασματική ταχύτητα  $S_v$  και η φασματική επιτάχυνση  $S_a$  που αποτιμώνται για μια μεμονωμένη τιμή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Από την άλλη μεριά,



Πίνακας 1: Μαθηματικές εκφράσεις σεισμικών παραμέτρων.

A/A	Όνομα	Μαθηματική Έκφραση	Ref.	A/A	Όνομα	Μαθηματική Έκφραση	Ref.
1	$PGA$	$max a_g(t) $	[6]	15	$I_{FVF}$	$PGV \cdot SMD_{Bolt}^{0.25}$	[10]
2	$PGV$	$max v_g(t) $	[6]	16	$I_{RG}$	$PGD \cdot SMD_{TB}^{\frac{3}{2}}$	[11]
3	$PGD$	$max d_g(t) $	[6]	17	$I_{RG}$	$PGD \cdot SMD_{Bolt}^{\frac{3}{2}}$	[11]
4	$I_A$	$\frac{\pi}{2g} \int_0^{t_{end}} a_g^2(t) dt$	[12]	18	$S_d$	$S_d(T = T_f, \xi = 0.05)$	[6]
5	$CAV$	$\int_0^{t_{end}}  a(t)  dt$	[6]	19	$S_a$	$S_a(T = T_f, \xi = 0.05)$	[6]
6	$PGA/PGV$	$\frac{\beta_{GA}}{PGV}$	[6]	20	$S_v$	$S_v(T = T_f, \xi = 0.05)$	[6]
7	$I_{AS}$	$\frac{I_A}{u_0^2}$	[13]	21	$S_e$	$S_e(T = T_f, \xi = 0.05)$	[9]
8	$SMD_{TB}$	$t(H_d = 95\%) - t(H_d = 5\%)$	[14]	22	$SI_H$	$\int_0^{2.5} PSV(T, \xi = 0.05) dT$	[15]
9	$SMD_{ROG}$	$t(H_d = 97.5\%) - t(H_d = 2.5\%)$	[16]	23	$SI_K$	$\int_{0.8T_f}^{1.2T_f} PSV(T, \xi = 0.05) dT$	[17]
10	$SMD_{Bolt}$	$\Delta t(a > 0.05g)$	[18]	24	$SI_{EML}$	$(\prod_3 S_a(cT_f, \xi = 0.05))^{\frac{1}{3}}$	[19]
11	$P_{90}$	$\frac{I_A(H_d = 95\%) - I_A(H_d = 5\%)}{SMD_{TB}}$	[1]	25	$SI _{T_f}^{3T_f}$	$\int_{T_f}^{3T_f} PSV(T, \xi = 0.05) dT$	
12	$a_{rms}$	$\sqrt{\frac{1}{SMD} \int_{t_{5\%}}^{t_{95\%}} a(t)^2 dt}$	[3]	26	$SI _{0.2T_f}^{3T_f}$	$\int_{0.2T_f}^{3T_f} PSV(T, \xi = 0.05) dT$	
13	$I_c$	$a_{rms}^{1.5} \cdot SMD_{TB}^{0.5}$	[6]	27	$ESA _{T_F}^{3T_F}$	$\int_{T_F}^{3T_F} S_e(T, \xi = 0.05) dT$	
14	$I_{FVF}$	$PGV \cdot SMD_{TB}^{0.25}$	[10]	28	$ESA _{0.2T_F}^{3T_F}$	$\int_{0.2T_F}^{3T_F} S_e(T, \xi = 0.05) dT$	

φασματικές παράμετροι όπως η ένταση κατά Housner ( $SI_H$ ) αθροίζουν την ένταση σε ένα εύρος δυνατών ιδιοπεριόδων. Με παρόμοια λογική προκύπτει και η ένταση κατά Karros από το ψευδοφάσμα των ταχυτήτων (PSV) με μεταβλητά όρια ολοκλήρωσης, συναρτήσει της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου. Ακόμη ισχυρή φυσική σημασία έχει η ενέργεια που εισάγεται από την κίνηση του εδάφους σε έναν ισοδύναμο ελαστικό μονοβάθμιο ταλαντωτή [9], η οποία δίνεται από την εξίσωση (1), με την εφαρμογή της οποίας για πλήθος μονοβάθμιων ταλαντωτών εξήχθει το φάσμα ενέργειας ( $S_e$ ) [9].

Οι μαθηματικές εκφράσεις και οι αναφορές όλων των παραμέτρων είναι στον Πίνακα 1.

### 2.1.3 Προτεινόμενες Παράμετροι

Όπως θα εξηγηθεί και παρακάτω είναι γνωστό ότι λόγω της μη γραμμικής απόκρισης του δομήματος η συνολική δυσκαμψία του μειώνεται, με συνέπεια την αύξηση της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου, γεγονός που αξιοποιείται από τα προηγούμενα αθροιστικά φασματικά μέτρα. Με βάση τα παραπάνω, θα εξεταστούν αλλά δύο ολοκληρώματα από το ψευδοφάσμα των ταχυτήτων (PSV) και δύο ολοκληρώματα από το φάσμα ενέργειας ( $S_e$ ). Με το σκεπτικό το άνω όριο ολοκλήρωσης να καλύπτει τη μέγιστη μετασεισμική ιδιοπερίοδο ( $2.83T_f$ ) που παρατηρήθηκε στο πλήθος των αναλύσεων που έγιναν, επιλέγεται το  $3T_f$ . Το κάτω όριο τη μια φορά θεωρείται ίσο με την αρχική ιδιοπερίοδο, ενώ την άλλη επιλέγεται ώστε να καλύψει τη συνεισφορά ιδιομορφών ανώτερης τάξης, στο  $0.2T_f$ . Οι μαθηματικές εκφράσεις τους δίνονται στον Πίνακα 1 με A/A 25-28.

$$E_{inp} = \int_0^{t_{end}} (\ddot{v} + \ddot{v}_g) \dot{v}_g dt \quad (1)$$

## 2.2 Δείκτες Βλάβης

Για την εργασία αυτή αξιοποιήθηκε μια πλαίσιακή κατασκευή οπλισμένου σκυροδέματος η οποία μέσω 181 επιταχυνσιογραφημάτων, υποβλήθηκε σε διπλάσιες ανελαστικές ανάλυσεις χρονοϊστορίας για θεωρία 1ης και 2ης τάξης ( $P - \Delta$  effects). Ως αποτέλεσμα αυτών των αναλύσεων εξήχθησαν βαθμωτά μεγέθη που έχουν προταθεί στη διεθνή βιβλιογραφία ως ποσοτικοί εκτιμητές του βαθμού μετασεισμικής βλάβης ενός κτηρίου. Στη συνέχεια παρουσιάζονται και εξηγούνται οι δείκτες αυτοί.

### 2.2.1 Δείκτης Βλάβης κατά τους DiPasquale/Cakmak ( $DI_{DC}$ )

Κατά τη διάρκεια σεισμικών δονήσεων μεγάλης έντασης, είναι γνωστό πως οι διατομές στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων μπορεί να υποστούν έντονες ρηγματώσεις ή ακόμα και διαρροή του χάλυβα, με αποτέλεσμα την μείωση της δυσκαμψίας τους και κατά συνέπεια την πτώση της συνολικής δυσκαμψίας ολόκληρης της κατασκευής ως ταλαντωτή. Οπότε, αναμένεται ο φορέας να καταστεί πιο εύκαμπτος και να αυξηθεί η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος του. Στην ανηγμένη μεταβολή της θεμελιώδους ιδιοπεριόδου ενός κτηρίου, λόγω της ανελαστικής δυναμικής του απόκρισης, βασίζεται ο δείκτης βλάβης DiPasquale/Cakmak [20], που υπολογίζεται από την εξίσωση (2):

$$DI_{DC} = 1 - \frac{T_{0_{initial}}}{T_{0_{equivalent}}} \quad (2)$$

$T_{0_{initial}}$  : Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής πριν την έναρξη της ανάλυσης (ελαστική)

$T_{0_{equivalent}}$  : Η θεμελιώδης ιδιοπερίοδος της κατασκευής κατά το τέλος της ανάλυσης

### 2.2.2 Δείκτης Βλάβης κατά τους Park/Ang ( $DI_{G,PA}$ )

Ένας άλλος συνδυαστικός δείκτης βλάβης, που προτάθηκε από τους Park/Ang [21] προκύπτει αθροίζοντας τις συνεισφορές των μέγιστων αποκρίσεων και της καταναλισκόμενης υστερητικής ενέργειας στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων και υπολογίζεται από την εξίσωση (3). Ο συνολικός δείκτης βλάβης [22] προκύπτει ως σταθμισμένος μέσος όρος των επιμέρους, με συντελεστές βάρους τα ποσοστά επί της συνολικής ενέργειας που κατανάλωσε το κάθε μέλος της κατασκευής, σύμφωνα με την εξίσωση (4). Ο ολικός δείκτης βλάβης  $DI_{G,PA}$  όσο πιο κοντά στο μηδέν βρίσκεται, υπονοεί ένα ακέραιο δομικό σύστημα χωρίς βλάβες με ελαστική απόκριση, ενώ όσο τείνει στη μονάδα χαρακτηρίζει έναν φορέα υπό οιωνεί κατάρρευση.

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \delta_u} \int dE \quad (3)$$

$$DI_{G,PA} = \frac{\sum E_i DI_{L,PA}}{\sum E_i} \quad (4)$$

### 2.2.3 Μέγιστη Σχετική Ανηγγμένη Μετακίνηση Ορόφου MISDR

Η μέγιστη σχετική ανηγμένη μετακίνηση μεταξύ διαδοχικών ορόφων, κατά την σεισμική απόκριση, της υπό μελέτη κατασκευής μπορεί να χρησιμοποιηθεί ως ένα μέτρο της επιτελεστικότητας την οποία επέδειξε έναντι του σεισμού από τον οποίο επλήγη. Η αύξηση των σχετικών μετατοπίσεων οδηγεί σε αύξηση της απαιτούμενης πλαστιμότητας μετακινήσεων ορόφου με παρόμοιες συνέπειες για τις πλαστιμότητες στρωφών και καμπυλοτήτων, στις περιοχές των πλαστικών αρθρώσεων του εκάστοτε δομικού στοιχείου και των διατομών τους αντίστοιχα. Οπότε η αποτίμηση του μεγέθους γενικευμένων μετατοπίσεων όπως η MISDR μπορεί εμμέσως να συναθροίσει τις τοπικές βλάβες και να ποσοτικοποιήσει τον συνολικό βαθμό βλάβης ενός κτιρίου από την εξίσωση (5).

$$MISDR = \frac{|u|_{max}}{h} 100\% \quad (5)$$

$|u|_{max}$ : Μέγιστη κατά απόλυτο σχετική μετακίνηση μεταξύ διαδοχικών ορόφων που καταγράφεται κατά τη διάρκεια της χρονοϊστορίας απόκρισης

$h$ : Ύψος ορόφου

## 3 ΕΠΙΤΑΧΥΝΣΙΟΓΡΑΦΗΜΑΤΑ

Για να πραγματοποιηθεί με αξιοπιστία μια τέτοια έρευνα ήταν απαραίτητη η συλλογή ενός μεγάλου αριθμού επιταχυνσιογραφημάτων που να διαθέτουν μεγάλο εύρος τιμών για κάθε μια από τις εξεταζόμενες σεισμικές παραμέτρους. Μέσω των ιστοσελίδων Orfeus/Itaca [23] επιλέχθηκαν 181 καταγραφές που αποτελούν τις οριζόντιες συνιστώσες εξηντατριών σεισμών που συνέβησαν μεταξύ 1970 και 2019, με επίκεντρα που απεικονίζονται στο Σχήμα 1. Στον Πίνακα 2 είναι καταχωρημένα τα στοιχεία όλων των σεισμών, των οποίων οι καταγραφές των εδαφικών επιταχύνσεων χρησιμοποιήθηκαν για τον υπολογισμό των σεισμικών μέτρων και την διεξαγωγή των ανελαστικών αναλύσεων στο υπό εξέταση πλαίσιο, με χρήση του λογισμικού IDARC2d [22].

## 4 ΚΑΤΑΣΚΕΥΗ

Η κατασκευή που μελετάται είναι ένα κανονικό σε όψη πλαίσιο οπλισμένου σκυροδέματος με θεμελιώδη ιδιοπερίοδο  $T_f = 1.13 s$ , διαστασιολογημένο μόνο υπό φορτία βαρύτητας, με σκυρόδεμα μέσης αντοχής 28 MPa και χάλυβα με πραγματική τάση διαρροής 550 MPa. Οι υφιστάμενες κατασκευές σαν και αυτό, αποτελούν την πλειοψηφία του δομικού πλούτου τόσο στην Ελλάδα όσο και παγκοσμίως, γεγονός που προκαλεί την ιδιαίτερη ανησυχία για την απόκρισή τους σε έναν ενδεχόμενο ισχυρό σεισμό. Ως προς την καμπτική τους απόκριση συνήθως στερούνται ικανοτικού σχεδιασμού, με συνέπεια τη συσσώρευση μεγάλης απαίτησης για τοπικές και γενικές πλαστιμότητες σε έναν μόνο όροφο και τη δημιουργία πρόωρου μηχανισμού κατάρρευσης (μαλακός όροφος).

Πίνακας 2: Στοιχεία Σεισμών.

A/A	Όνομα	Ημερομηνία	Ωρα	ML	Πλήθος Καταγραφών	max		
						$DI_{DC}$	$DI_{G,PA}$	$MISDR$
1	DEBAR AFTERSHOCK	02-01-1967	12:44:42		1	0.01	0.01	0.10%
2	ANCONA	21-06-1972	15:06:44	4.0	1	0.00	0.02	0.11%
3	NORTHWESTERN UZBEKISTAN	17-05-1976	02:58:41	6.4	2	0.56	0.58	3.01%
4	FRIULI	11-09-1976	16:35:01	5.8	2	0.21	0.12	0.61%
5	FRIULI 2ND SHOCK	15-09-1976	03:15:18	6.1	2	0.38	0.43	1.26%
6	FRIULI 3RD SHOCK	15-09-1976	09:21:18	6.0	2	0.23	0.17	1.33%
7	ROMANIA	04-03-1977	19:21:54	6.4	2	0.60	0.81	1.59%
8	NORTHWESTERN BALKAN PENINSULA	15-04-1979	06:19:41	6.8	8	0.44	0.53	1.77%
9	IRPINIA	23-11-1980	18:34:53	6.5	5	0.47	0.36	1.84%
10	GREECE	24-02-1981	20:53:37	6.3	4	0.34	0.16	0.74%
11	GREECE	25-02-1981	02:35:53	5.9	2	0.35	0.17	0.99%
12	GREECE	17-01-1983	12:41:30	6.2	2	0.05	0.04	0.29%
13	GREECE-BULGARIA BORDER REGION	09-11-1985	23:30:42	5.4	1	0.06	0.03	0.26%
14	SOUTHERN GREECE	13-09-1986	17:24:34	5.5	4	0.39	0.14	1.02%
15	SOUTHERN GREECE	15-09-1986	11:41:27	4.8	6	0.16	0.09	0.50%
16	SPITAK	07-01-1988	07:41:24	6.5	2	0.14	0.07	0.76%
17	SPITAK AFTERSHOCK	07-01-1988	07:45:45		2	0.08	0.04	0.27%
18	GREECE	24-04-1988	10:10:32	4.2	1	0.05	0.04	0.37%
19	KYLLINI	16-10-1988	12:34:05	5.5	2	0.09	0.04	0.30%
20	GREECE	17-05-1990	08:44:05	4.5	1	0.02	0.02	0.23%
21	NORTHWESTERN BALKAN PENINSULA	27-11-1990	04:37:57	5.6	1	0.01	0.02	0.16%
22	SICILY	13-12-1990	00:24:26	5.6	2	0.06	0.03	0.23%
23	NORTHWESTERN BALKAN PENINSULA	21-12-1990	06:57:43	5.4	2	0.09	0.05	0.34%
24	WESTERN CAUCASUS	03-05-1991	20:19:37	5.6	2	0.20	0.09	0.85%
25	WESTERN CAUCASUS	03-05-1991	23:41:00		2	0.06	0.04	0.37%
26	PYRGOS	26-03-1993	11:58:19	5.1	2	0.06	0.04	0.37%
27	GREECE	14-07-1993	12:31:48	5.1	4	0.03	0.03	0.23%
28	GREECE	25-02-1994	02:30:50	5.1	4	0.06	0.04	0.30%
29	GREECE	13-05-1995	08:47:13	6.2	2	0.05	0.05	0.33%
30	GREECE	19-05-1995	06:48:49	5.0	2	0.09	0.04	0.45%
31	GREECE	15-06-1995	00:15:47	6.1	2	0.24	0.17	1.21%
32	TURKEY	01-10-1995	15:57:12	6.0	2	0.42	0.33	1.95%
33	UMBRIA MARCHE 1ST SHOCK	26-09-1997	00:33:11	5.6	4	0.27	0.12	0.78%
34	UMBRIA MARCHE 2ND SHOCK	26-09-1997	09:40:24	5.8	4	0.29	0.11	0.75%
35	SOUTHERN GREECE	13-10-1997	13:39:36	5.8	2	0.07	0.05	0.34%
36	IONIAN SEA	18-11-1997	13:07:38	6.1	4	0.16	0.06	0.34%
37	TURKEY	27-06-1998	13:55:53	5.9	2	0.42	0.17	1.02%
38	AZORES ISLANDS	09-07-1998	05:19:07	5.8	2	0.25	0.15	1.24%
39	IZMIT	17-08-1999	00:01:38	7.2	5	0.44	0.51	1.30%
40	GREECE	07-09-1999	11:56:49	5.8	10	0.18	0.09	0.68%
41	TURKEY	13-09-1999	11:55:27	5.8	2	0.55	0.80	0.73%
42	DUZCE	12-11-1999	16:57:19	6.6	6	0.58	0.43	2.69%
43	TURKEY	01-05-2003	00:27:04	6.0	2	0.40	0.21	0.99%
44	JAVA INDONESIA	08-08-2007	17:04:58		1	0.02	0.02	0.16%
45	L AQUILA	06-04-2009	01:32:40	5.9	5	0.24	0.29	1.79%
46	CENTRAL ITALY	07-04-2009	17:47:37	5.4	4	0.06	0.04	0.26%
47	PORTO DI PONENTE VULCANO	16-08-2010	12:54:47	4.8	2	0.12	0.07	0.51%
48	EMILIA 1ST SHOCK	20-05-2012	02:03:50	5.9	2	0.33	0.27	2.13%
49	EMILIA 2ND SHOCK	29-05-2012	07:00:02	5.8	2	0.52	0.38	2.79%
50	NORTHERN ITALY	03-06-2012	19:20:43	5.1	2	0.12	0.06	0.50%
51	NORTHERN ITALY	12-06-2012	01:48:36	4.9	1	0.01	0.02	0.14%
52	CRETE GREECE	12-09-2012	03:27:45	5.1	2	0.05	0.03	0.27%
53	AEGEAN SEA	08-01-2013	14:16:09	5.8	2	0.20	0.10	0.34%
54	GREECE	08-11-2014	23:15:43	5.0	4	0.07	0.05	0.39%
55	CENTRAL ITALY	24-08-2016	01:36:32	6.0	2	0.15	0.16	1.44%
56	CENTRAL ITALY	26-08-2016	04:28:25	4.7	1	0.01	0.02	0.16%
57	CENTRAL ITALY	26-10-2016	17:10:36	5.4	4	0.26	0.21	1.82%
58	CENTRAL ITALY	26-10-2016	19:18:06	5.9	4	0.37	0.19	1.46%
59	CENTRAL ITALY	30-10-2016	06:40:18	6.1	13	0.51	0.76	6.92%
60	CENTRAL ITALY	18-01-2017	10:14:12	5.4	2	0.10	0.07	0.60%
61	CENTRAL ITALY	18-01-2017	10:25:26	5.3	2	0.12	0.06	0.43%
62	IONIAN SEA	26-12-2018	02:19:17	4.8	2	0.16	0.11	0.97%
63	SICILY ITALY	08-01-2019	23:50:34	4.1	2	0.06	0.04	0.35%



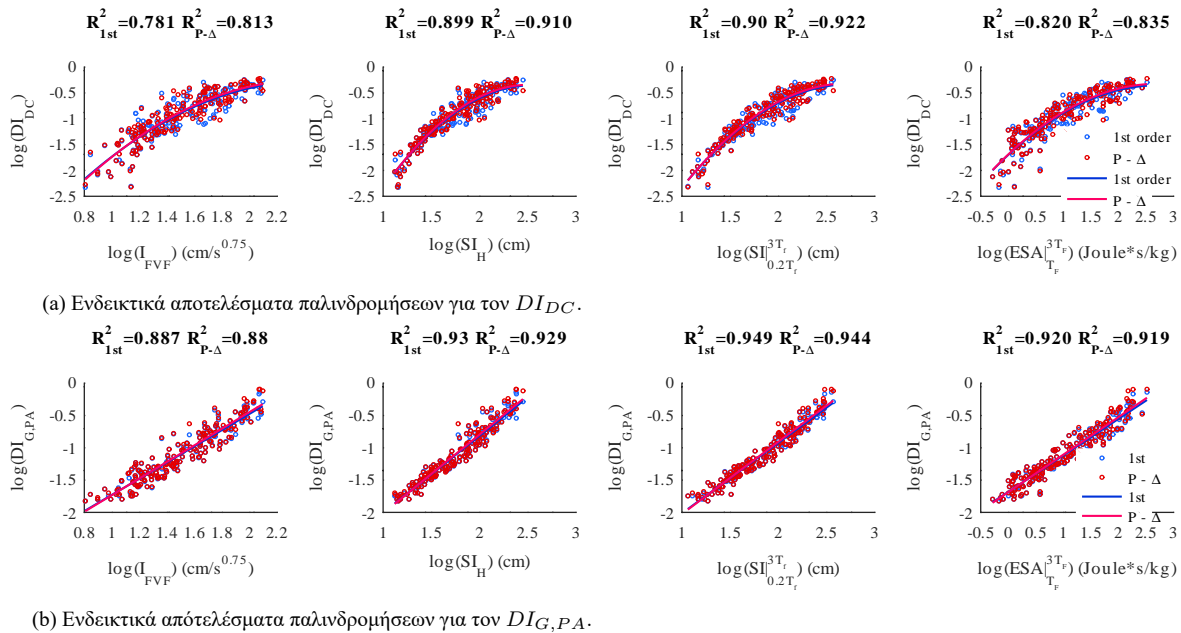
Σχήμα 1: Χάρτης σεισμικών επικέντρων.

## 5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ-ΣΧΟΛΙΑ

Με βάση τα παραπάνω για κάθε ζεύγος σεισμικής παραμέτρου και δείκτη βλάβης επιχειρήθηκαν μη συμπτωτικές πολυωνμικές παρεμβολές, στις λογαριθμημένες τιμές τους, με τη μέθοδο των ελαχίστων τετραγώνων [24], με τη βοήθεια του λογισμικού GNU Octave [25]. Συγκεκριμένα έπειτα από παρατήρηση των διαγραμμάτων διασποράς των σημείων αποφασίστηκε να χρησιμοποιηθούν πρωτοβάθμια πολώνυμα για τους δείκτες  $DI_{G,PA}$ , MISDR και δευτεροβάθμια για τον  $DI_{DC}$ . Ως αποτέλεσμα αυτών των παρεμβολών προέκυψαν οι συντελεστές  $R^2$  και για τις δύο τάξεις ανάλυσης (Σχήμα 3), οι οποίοι εκφράζουν σε πιο ποσοστό κάθε παράμετρος έντασης ερμηνεύει την μεταβολή του εκάστοτε δείκτη βλάβης. Για κάθε  $R^2$  υπολογίστηκε το εύρος τιμών του με επίπεδο 95%. Οι τιμές της p-value [24] που για τους συντελεστές ενός πολυωνύμου εκφράζουν κατά πόσο, καθένας τους είναι στατιστικά σημαντικός ή προϊόν τυχαιότητας, προέκυψαν στη συντριπτική πλειοψηφία των παλινδρομήσεων πολλές τάξεις μεγέθους μικρότερες από την μονάδα, γεγονός που τους καθιστά αιτιατά μη μηδενικούς και αυξάνει την αξιοπιστία των πολυωνμικών παρεμβολών.

Από τις παραμέτρους έντασης (Σχήμα 3a) σημαντική συσχέτιση παρουσιάζει η PGD με  $R^2$  μεγαλύτερο του 80% για τους δείκτες  $DI_{DC}$ ,  $DI_{G,PA}$ . Από τα συνδυαστικά μέτρα έντασης ξεχωρίζουν τα  $I_{FVF}$  και  $I_{RG}$  με  $R^2$  από 70% μέχρι 90%.

Όλες οι μεμονωμένες φασματικές παράμετροι (Σχήμα 3d) ερμηνεύουν πολύ καλά την μεταβολή των δεικτών  $DI_{DC}$ ,  $DI_{G,PA}$  και λιγότερο καλά εκείνη του MISDR. Οι αθροιστικές φασματικές παράμετροι στο σύνολό τους εμφανίζουν υψηλή συσχέτιση με τους δείκτες βλάβης όπως φαίνεται στο Σχήμα 3e. Η προτεινόμενη αθροιστική παράμετρος  $SI|_{0.2T_f}^{3T_f}$  παρατηρούμε ότι παρουσιάζει το μεγαλύτερο  $R^2$  για τους δείκτες  $DI_{DC}$ ,  $DI_{G,PA}$  (Σχήμα 3e), οριακά μικρότερα  $R^2$  έχουν οι  $SI_H$ ,  $SI_{EML}$ . Οι αθροιστικές παράμετροι  $ESA|_{T_F}^{3T_F}$  και  $ESA|_{0.2T_F}^{3T_F}$  που εξήχθησαν από το φάσμα ενέργειας εμφανίζουν πολύ καλή συμπεριφορά στην ερμηνεία των δεικτών  $DI_{DC}$ ,  $DI_{G,PA}$  με  $R^2 = 82-92\%$ .



Σχήμα 2: Ενδεικτικά αποτελέσματα παλινδρομήσεων.

Επιπλέον, η σύγκριση των  $R^2$  για τις θεωρίες 1ης και 2ης τάξης στο Σχήμα 3 δεν δείχνει κάποια ουσιαστική διαφορά. Παρατηρείται όμως μικρή αύξηση των βλαβών λόγω της επιρροής των δευτερογενών ροπών από τα αξονικά φορτία, αφού στο Σχήμα 2 οι κόκκινες καμπύλες παλινδρομήσεων των σημείων που προέκυψαν από αναλύσεις δεύτερης υποσκελίζουν τις αντίστοιχες μπλε για θεωρία πρώτης τάξης, για μεσαίες και μεγάλες εντάσεις.

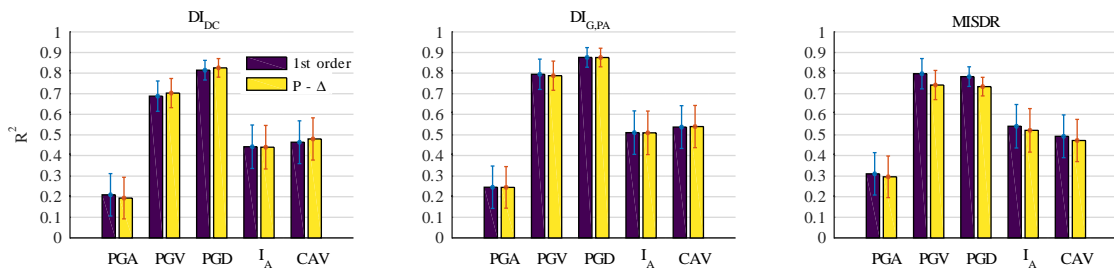
## 6 ΕΠΙΛΟΓΟΣ-ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Στην εργασία αυτή πραγματοποιήθηκε μία ανάλυση συσχέτισης μεταξύ σεισμικών παραμέτρων και ολικών δεικτών βλάβης. Με δεδομένο ένα οκταόροφο πλαίσιο Ο/Σ διαστασιολογημένο μόνο υπό φορτία βαρύτητας πραγματοποιήθηκαν ανελαστικές αναλύσεις χροϊστορίας από τις οποίες υπολογίστηκαν ολικοί δείκτες βλάβης. Στη συνέχεια με τις λογαριθμημένες τιμές κάθε ζεύγους σεισμικής παραμέτρου–δείκτη βλάβης έγιναν μη συμπτωτικές πολυωνυμικές παρεμβολές.

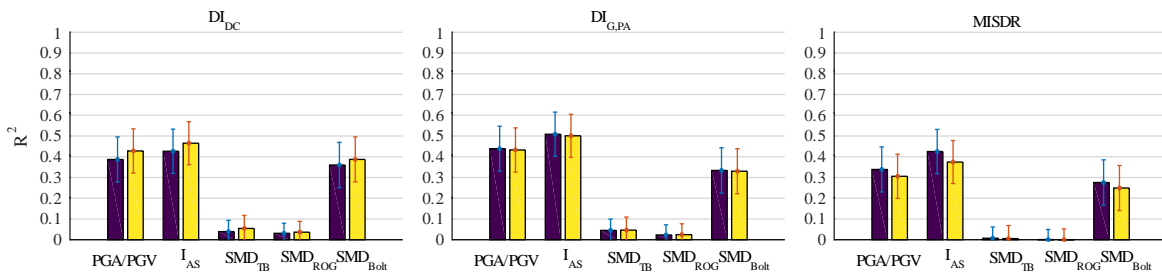
Τελικά:

- Οι παράμετροι διάρκειας δεν μπορούν από μόνες τους να σταθούν ως δείκτες καταστροφικότητας, αλλά μόνο συνδυαζόμενες με άλλα μέτρα έντασης όπως στην περίπτωση των δεικτών  $I_{FVF}$  και  $I_{RG}$ , οι οποίοι ερμηνεύουν μέτρια τη μεταβολή των δεικτών  $DI_{DC}$ ,  $MISDR$  και πολύ καλά εκείνη του  $DI_{G,PA}$ .
- Τα φασματικά μέτρα γενικά παρουσιάζουν υψηλή συσχέτιση με την ποσότητα της βλάβης. Η προτεινόμενη αθροιστική φασματική παράμετρος  $SI|_{0.2T_f}^{3T_f}$  μαζί με τις  $SI_H$  και  $SI_{EML}$  εμφανίζει τα μεγαλύτερα ποσοστά ερμηνείας των δεικτών βλάβης
- Η δράση των φαινομένων  $P - \Delta$  δεν μεταβάλλει ουσιαστικά το βαθμό συσχέτισης μεταξύ των σεισμικών παραμέτρων και των δεικτών βλάβης που εξετάστηκαν.

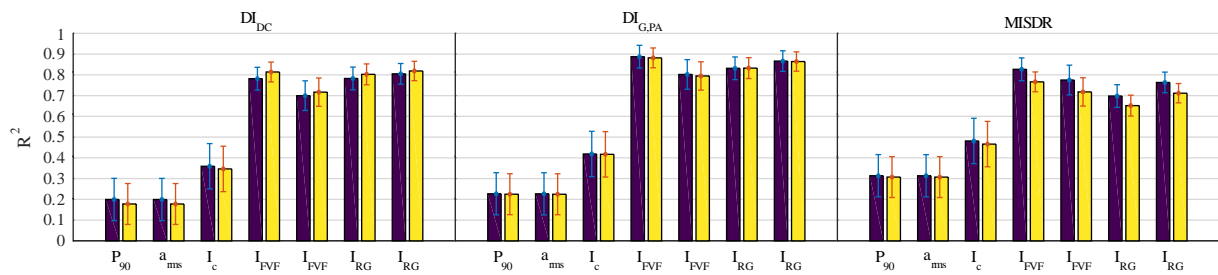




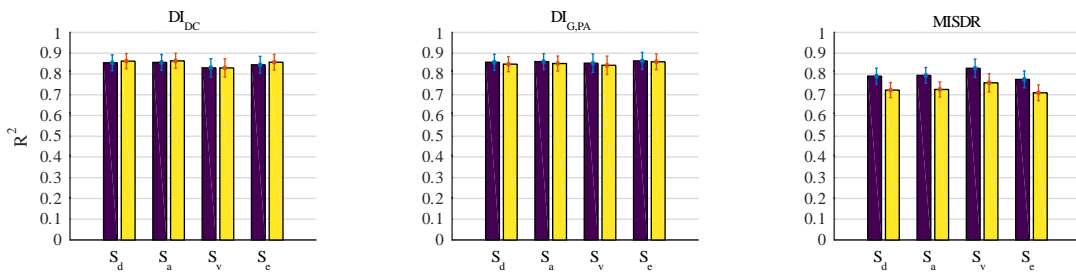
(a) Το  $R^2$  για τις Παράμετρους Έντασης.



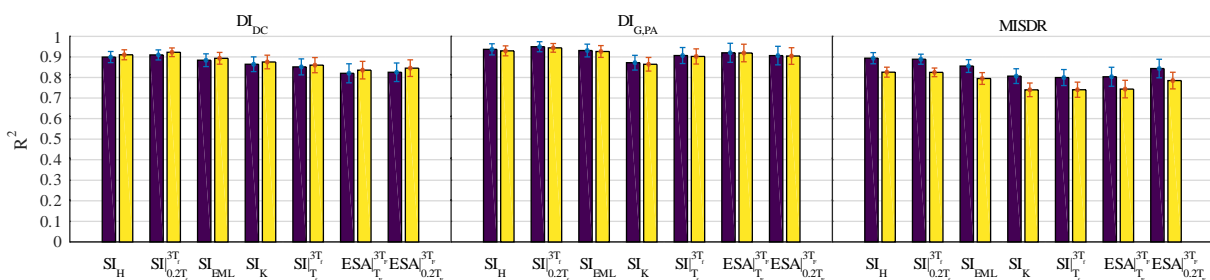
(b) Το  $R^2$  για τις Παράμετρους συσχόντιτας και διάρκειας.



(c) Το  $R^2$  για τις Συνδυαστικές Παράμετρους.



(d) Το  $R^2$  για τις Μεμονωμένες Φασματικές Παράμετρους.



(e) Το  $R^2$  για τις Αθροιστικές Φασματικές Παράμετρους.

Σχήμα 3: Το  $R^2$  σε διάστημα εμπιστοσύνης 95% για τις Σεισμικές Παράμετρους.

## 7 ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Elenas A and Meskouris K. Correlation study between seismic acceleration parameters and damage indices of structures. *Engineering Structures*, 23(6):698 – 704, 2001.
2. Vrochidou E, Alvanitopoulos P, Andreadis I, and Elenas A. Correlation between Seismic Intensity Parameters of HHT-Based Synthetic Seismic Accelerograms and Damage Indices of Buildings. In *Artificial Intelligence Applications and Innovations*, pages 425–434, Berlin, Heidelberg, 2012. Springer Berlin Heidelberg.
3. Massumi A and Gholami F. The influence of seismic intensity parameters on structural damage of rc buildings using principal components analysis. *Applied Mathematical Modelling*, 40(3):2161 – 2176, 2016.
4. Alvanitopoulos P, Andreadis I, and Elenas A. Neuro-fuzzy techniques for the classification of earthquake damages in buildings. *Meas. J. Int. Meas. Confed.*, 43(6):797–809, 2010.
5. Kostinakis K, Athanatopoulou A, and Morfidis K. Correlation between ground motion intensity measures and seismic damage of 3D R/C buildings. *Eng. Struct.*, 82:151–167, 2015.
6. Kramer SL. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics. Pearson Education, 1996.
7. Husid RL. Analisis de terremoros analisis general. *Analisis General, Revista del IDIEM*, 8(1):21 – 42, 1969.
8. Alvanitopoulos P, Andreadis I, and A Elenas. Interdependence between damage indices and ground motion parameters based on Hilbert-Huang transform. *Meas. Sci. Technol.*, 21(2), 2010.
9. Uang CM and Bertero VV. Evaluation of seismic energy in structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 19(1):77–90.
10. Fajfar P, Vidic T, and Fischinger M. A measure of earthquake motion capacity to damage medium-period structures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 9(5):236 – 242, 1990.
11. Riddell R and Garcia J E. Hysteretic energy spectrum and damage control. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 30(12):1791–1816.
12. Arias A. A measure of earthquake intensity. In: *Seismic design for nuclear power plants*. MA: MIT Press, 1970.
13. Araya R and Saragoni GR. Earthquake accelerogram destructiveness potential factor. In *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, pages 835–842, El Cerrito California, 1984.
14. Trifunac MD and Brady AG. A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(3):581, 1975.
15. Housner GW. Spectrum intensities of strong motion earthquakes. In *Proceedings of Symposium on Earthquake and Blast Effects on Structures*, pages 20–36, Oakland California, 1952.
16. Reinoso E, Ordaz M, and Guerrero R. Influence of Strong Motion Duration in Seismic Design of Structure. In *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zeland, 2000.
17. Kappos AJ. Sensitivity of calculated inelastic seismic response to input motion characteristics. In *Proceedings of the 4th US National Conference on Earthquake Engineering*, pages 25–34, Oakland California, 1990.
18. Bolt BA. Duration of strong ground motions. In *5th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper 84, Acapulco, 1973.
19. Eads L, Miranda E, and Lignos DG. Average spectral acceleration as an intensity measure for collapse risk assessment. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 44(12):2057–2073, 2015.
20. DiPasquale E and Cakmak AS. Detection of seismic structural damage using parameter-based global damage indices. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 5(2):60 – 65, 1990.
21. Park Y and Ang AHS. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*, 111(4):722–739, 1985.
22. Valles RE, Reinhorn AM, Kunnath SK, Li C, and Madan A. Idarc2d, version4.0: A computer program for inelastic damage analysis of buildings. June3,1996.
23. Luzi L, Puglia R, and Russo E. Engineering strong motion database. *Observatories Research Facilities for European Seismology Istituto Nazionale di Geofisica e Vulcanologia*, 2016.
24. Ryan TP. *Modern Engineering Statistics*. Wiley-Interscience. John Wiley Sons, Inc., Hoboken, New Jersey., 2007.
25. Eaton JW, Bateman D, Hauberg S, and Wehbring R. *GNU Octave version 5.1.0 manual: A high-level interactive language for numerical computations*, 2019.