



ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΔΥΤΙΚΗΣ ΑΤΤΙΚΗΣ

---

ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΩΝ ΣΠΟΥΔΩΝ  
"Αντισεισμική και Ενεργειακή Αναβάθμιση Κατασκευών  
και Αειφόρος Ανάπτυξη"

του τμήματος Πολιτικών Μηχανικών

ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

«Αποτίμηση συμπεριφοράς πολυώροφου κτιρίου κατά το σεισμό της Αθήνας,  
07/09/1999»

Του Μεταπτυχιακού Φοιτητή:

**Βάγγερ Αντώνη (Α.Μ. 65)**

Επιβλέπων καθηγητής:

**Χρήστος Γιαρλέλης**

---

Αθήνα, Μάρτιος 2021

Copyright © Βάγγελος Αντώνης, 2021.

Με επιφύλαξη παντός δικαιώματος. All rights reserved.

Απαγορεύεται η αντιγραφή, αποθήκευση και διανομή της παρούσας εργασίας εξ ολοκλήρου ή τμήματος αυτής για εμπορικό σκοπό. Επιτρέπεται η ανατύπωση, αποθήκευση και διανομή για σκοπό μη κερδοσκοπικό, εκπαιδευτικής ή ερευνητικής φύσης, υπό την προϋπόθεση να αναφέρεται η πηγή προέλευσης και να διατηρείται το παρόν μήνυμα. Ερωτήματα που αφορούν τη χρήση της εργασίας για κερδοσκοπικό σκοπό πρέπει να απευθύνονται προς τον συγγραφέα.

## ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

<b>ΠΕΡΙΛΗΨΗ</b> .....	<b>6</b>
<b>ABSTRACT</b> .....	<b>7</b>
<b>ΕΙΣΑΓΩΓΗ</b> .....	<b>10</b>
<b>Η ΑΝΑΓΚΗ ΓΙΑ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ</b> .....	<b>11</b>
1.1 Η σεισμικότητα του Ελλαδικού χώρου .....	11
1.2 Η καταγραφή των σεισμών .....	13
<b>ΑΠΑΡΧΗ ΚΑΙ ΕΞΕΛΙΞΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ</b> .....	<b>16</b>
2.1 Η λογική της αναζήτησης κανονιστικών πλαισίων .....	16
2.1.1 Γενικά .....	16
2.1.2 Η αναγκαιότητα υιοθέσιας κανονισμών στην Ελλάδα .....	17
2.2 Αποτίμηση ενός αιώνα αντισεισμικών κανονισμών .....	18
2.2.1 Γενικά .....	18
2.2.2 Σύνομη ιστορική αναδρομή (1928-σήμερα) .....	18
2.2.3 Κανονισμός του 1928 - Κριτική επισκόπηση στη μελέτη του Ρουσόπουλου (1956) .....	20
2.2.4 Αντισεισμικός Κανονισμός 1959 .....	21
2.2.5 Αντισεισμικός Κανονισμός 1985 .....	23
2.2.6 Αντισεισμικός Κανονισμός 1992 .....	24
2.2.7 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ) 2000/2003 .....	26
<b>ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ</b> .....	<b>27</b>
3.1 Εισαγωγή .....	27
3.2 Αστοχίες μελών Φ.Ο. του κτιρίου .....	28
3.2.1 Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα .....	28
3.2.2 Βλάβες σε υποστυλώματα .....	29
3.2.3 Βλάβες σε δοκούς .....	30
3.2.4 Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων .....	31
3.2.5 Βλάβες σε τοιχώματα .....	32
3.2.6 Βλάβες σε τοιχοπληρώσεις .....	32
3.3 Προβλήματα στη γεωμετρία του κτιρίου .....	32
<b>ΤΟ ΥΠΟ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΟΥ '99</b> .....	<b>35</b>
4.1 Ο σεισμός της Αθήνας το 1999 .....	35
4.1.1 Γενικά .....	35
4.1.2 Δεδομένα & εκτιμήσεις .....	35
4.1.3 Οι βλάβες στα κτίρια .....	37
4.2 Το υπό διερεύνηση κτίριο .....	39

4.2.1 Γενικά .....	39
4.2.2 Ο φέρων οργανισμός.....	41
4.2.2.1 Υποστυλώματα & δοκοί .....	41
4.2.2.2 Ιδιαιτερότητες & τρωτά σημεία .....	42
4.3 Σχέδια ξυλοτύπων-οπλισμών .....	42
4.4 Οι βλάβες από το σεισμό και οι επισκευές .....	50
4.4.1 Γενικά .....	50
4.4.2 Οι ζημιές και οι επισκευές σε εικόνες .....	51
4.5 Το τεύχος υπολογισμών .....	59
<b>ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ .....</b>	<b>61</b>
5.1 Το λογισμικό .....	61
5.1.1 Γενικά .....	61
5.1.2 Εισαγωγή γεωμετρίας, οπλισμών, φορτίων και σεισμικού φάσματος .....	61
5.2 Αποτίμηση με τη μέθοδο πλαστικής ανάλυσης Pushover .....	66
5.2.1 Γενικά .....	66
5.2.2 Εισαγωγή παραμέτρων για ανάλυση Pushover .....	68
5.2.3 Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover .....	74
5.3 Αποτίμηση με τη μέθοδο δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας.....	85
5.3.1 Γενικά .....	85
5.3.2 Εισαγωγή παραμέτρων για ανάλυση Χρονοϊστορίας .....	86
5.3.2.1 Πραγματικές σεισμικές καταγραφές .....	86
5.3.2.2 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα .....	86
5.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης Χρονοϊστορίας .....	87
5.3.3.1 Αποτελέσματα από τις πραγματικές σεισμικές καταγραφές.....	89
5.3.3.2 Αποτελέσματα από τους 7 τεχνητούς σεισμούς .....	91
<b>ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ .....</b>	<b>100</b>
6.1 Κοντά υποστυλώματα.....	100
6.2 Επίλογος .....	101
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ .....</b>	<b>103</b>

*«η Γη μάς υπενθυμίζει την ιδικήν μας μικρότητα ...  
ελαφρά νεύσις του φλοιού της  
κατακρημνίζει αρκετά συχνά,  
ό,τι μετά κόπου εγείρομεν.» (Ρουσόπουλος, 1956, σ. 17)*

## ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αποτίμηση της σεισμικής επάρκειας μιας υφιστάμενης κατασκευής από οπλισμένο σκυρόδεμα. Πρόκειται για ένα τριώροφο κτίριο κατοικίας με pilotis, το οποίο σχεδιάστηκε το 1976. Σκοπός είναι η ταυτοποίηση των ζημιών που προκλήθηκαν στον φέροντα οργανισμό του κατά το σεισμό της Αθήνας το 1999. Η ύπαρξη κοντών υποστυλωμάτων, αποτέλεσε την ξεκάθαρη αιτία για δυσανάλογη επιβάρυνση των κατακόρυφων στοιχείων, κάτι που επιβεβαιώνεται και αναλύεται διεξοδικά.

Το φυσικό φαινόμενο του σεισμού μέσα από την παρακολούθησή του, κατέστησε σαφή την ανάγκη αντιμετώπισης και προστασίας με κάθε δυνατό μέσο. Η δημιουργία κανονιστικού πλαισίου για δομές και υποδομές ξεκινάει στο εξωτερικό στις αρχές του 20ου αιώνα και σταδιακά έρχεται στη χώρα μας. Μεγάλοι σεισμοί στον Ελλαδικό χώρο αποτελούν σημεία αναφοράς, θέτοντας την κρατική μέριμνα σε διαρκή εγρήγορση.

Μια συμβατική κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, δέχεται τη σεισμική επιτάχυνση με την παθολόγο δράση της να γίνεται αναγνωρίσιμη. Ποικίλες βλάβες σε διαφορετικά μέλη ενός κτιρίου έχουν πλέον σαφή αίτια, αποκτούν ταυτότητα και περιορίζουν ουσιαστικά τις παραμέτρους που συνθέτουν τον αντισεισμικό σχεδιασμό.

Ο σεισμός της Πάρνηθας του 1999, γνωστός και ως "σεισμός της Αθήνας", αποτέλεσε γεγονός ορόσημο για τον αντισεισμικό σχεδιασμό και όχι μόνο. Η χαρτογράφηση και αποτύπωση στοιχείων από τα σημάδια που άφησε πίσω του, έδειξε τη διάθεση της πολιτείας για τη δημιουργία μιας επαρκούς βάσης δεδομένων, με σκοπό τη μετέπειτα θωράκισή της.

Το υπό μελέτη κτίριο έρχεται να ταυτιστεί με πολλά από τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις παραπάνω καταγραφές. Τα αδύναμα σημεία του ξεσκεπάστηκαν με το σεισμό, απαιτώντας στη συνέχεια τις ανάλογες ενισχύσεις προς αποκατάσταση της ασφάλειας. Το στατικό προσομοίωμα, που δημιουργήθηκε με το Fespa της εταιρείας LH Λογισμική, έγινε με σκοπό να ταυτοποιηθούν οι ζημιές που υπέστη.

Η διενέργεια πλαστικής ανάλυσης Pushover στο προσομοίωμα του κτιρίου που δέχθηκε το σεισμό, θα ποσοτικοποιήσει τα μεγέθη που έδρασαν. Ωθώντας το κτίριο στα όριά του, προκύπτει η καμπύλη ικανότητας. Από τις μετακινήσεις μελετάται η πλαστιμότητα της κατασκευής, δίνεται ο διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  $q$  και εξετάζεται η ικανοποίηση των κριτηρίων από τις εκάστοτε στάθμες επιτελεστικότητας.

Συνεχίζοντας με δυναμικές αναλύσεις χρονοϊστορίας, θα δοθεί εικόνα της ελαστικής συμπεριφοράς του κτιρίου μέσα από τις μέγιστες τιμές δυνάμεων που αναπτύχθηκαν. Παρακολουθούνται τα μέλη που εμφάνισαν ζημιές στην πράξη, ενώ υπολογίζονται και συγκρίνονται οι δείκτες ανεπάρκειάς τους. Μέσα από διαφορετικές μεθόδους προσδιορισμού των "λ" αναζητείται η πιο ευμενής προσέγγιση σε έναν ενδεχόμενο ανασχεδιασμό.

Η εργασία ολοκληρώνεται με μια εποπτεία των δεικτών ανεπάρκειας, σε αντίστοιχο προσομοίωμα -χωρίς όμως τα κοντά υποστυλώματα του πραγματικού κτιρίου- όπου και επιβεβαιώνεται η σημαντικά καλύτερη απόκριση της κατασκευής.

## ABSTRACT

The present postgraduate thesis deals with the seismic evaluation of an existing structure made of reinforced concrete. It is a three-storey residential building supported on pilotis, which was designed in 1976. The damage on its load bearing structure, caused by the 1999 Athens' earthquake, was a motive for key factors to be sought. Adversities coming from the existence of short columns will be searched and identified.

Monitoring earthquakes, as a result of natural process of the Earth, made clear the need for countermeasures & protection. The creation of a regulatory framework for structures & infrastructures, starts abroad at the beginning of the 20th century and gradually comes to our country. Major earthquakes in Greece, force a high level of state supervision, while keeping regulations up to date.

Seismic acceleration may cause various damages to a reinforced concrete structure. Any defects at members, can be recognized by experience, thus leading towards the formation of seismic design parameters.

The 1999 Parnitha earthquake, also known as the "Athens earthquake", was a milestone in seismic design among others. The state's reaction was to map the earthquake effects. Taking advantage of all available sources in order to form a sufficient database, aimed at the future increase of seismic protection.

Many of the conclusions emerging from the above records, meet the characteristics the building of this study suffers from. Its weak points were hit and exposed by the earthquake. Damaged members were subsequently repaired and strengthened. A structural analysis is carried out using Fespa of LH Software, in order to identify the performance of this structure.

A Pushover analysis will result in the Capacity Curve. Seismic acceleration simulated by a base shear force, pushes buildings' displacement to its limit. The expectation for a similar behavior between the real building and the structural model can be validated.

Then a time history analysis is performed. The dynamic response of the structure, leads to the comparison between the applied forces and the bearing capacity of each member and results in data which can be used for future seismic retrofitting.

This study is complete, while comparing with a similar to the real building model, this time without the short columns. The conclusion comes with a significantly better response of the construction.

## ΕΥΧΑΡΙΣΤΙΕΣ

Θα ήθελα να ευχαριστήσω όλους αυτούς που συνέβαλαν με τον τρόπο τους στη συγγραφή της παρούσας εργασίας.

Αρχικά να εκφράσω τις θερμότερες ευχαριστίες μου στον επιβλέποντα της παρούσας μελέτης, καθηγητή κ. Γιαρλέλη Χρήστο για τη στήριξή του, την καθοδήγηση και ενθάρρυνση για την επίτευξη του βέλτιστου δυνατού αποτελέσματος σε όλες τις φάσεις της εργασίας, καθώς και για το χρόνο που μου αφιέρωσε.

Ακόμη, να ευχαριστήσω τους συναδέλφους μηχανικούς που συνεισέφεραν με τον τρόπο τους στην εργασία αυτή. Πιο συγκεκριμένα, τον κ. Ψυχογιό Παναγιώτη, Πολιτικό Μηχανικό, για την παροχή αρχαιακού υλικού του κτιρίου της παρούσας εργασίας και τον κ. Κατσάνο Γρηγόρη, Πολιτικό Μηχανικό, για την παροχή του λογισμικού.

Ιδιαίτερος ευχαριστώ τον Αλέξη Ζαβιτσάνο, φίλο και συνάδελφο, για την υπομονή και τη βοήθειά του σε θέματα της εργασίας.

Τέλος, το μεγαλύτερό μου ευχαριστώ το οφείλω στη σύντροφό μου Άννα, που χωρίς την κατανόηση και την υποστήριξή της, η ολοκλήρωση της παρούσας προσπάθειας θα ήταν αδύνατη.

Αντώνης Βάγγερ  
Αθήνα, Φεβρουάριος 2021





## ΕΙΣΑΓΩΓΗ

Ο άνθρωπος από την αρχή της ιστορίας του στη γη βρέθηκε αντιμέτωπος με φυσικές καταστροφές<sup>1</sup> που του δίδαξαν ένα ρόλο πως είναι έρμαιο του φυσικού του περιβάλλοντος και όχι επίδοξος ρυθμιστής του. Οι σεισμοί, του προκάλεσαν τέτοιο τρόμο, που μέσα στην άγνοιά του προσπάθησε να ερμηνεύσει το φαινόμενο σύμφωνα με τις παραστάσεις και τις παραδόσεις του.

Στην ελληνική μυθολογία ο Εγκέλαδος -αρχηγός των Τιτάνων και γιός του Ταρτάρου και της Γης- φονεύθηκε από την Αθηνά, η οποία αφού τον έτρεψε σε φυγή, έρριψε εναντίον του την Σικελία ή το όρος Αίτνα, με το οποίο και τον καταπλάκωσε. Ο Εγκέλαδος κινούμενος ενίοτε μέσα στον τάφο του προκαλεί εκρήξεις ηφαιστειών και σεισμούς.

Ετυμολογικά η λέξη εγκέλαδος προκύπτει μάλλον από σύντμηση (έγκειμαι + λας) και σημαίνει ‘ο εγκατεστημένος στα πετρώματα, στο στερεό φλοιό της γης’.

Σήμερα είναι πλέον γνωστό ότι ο σεισμός είναι ένα φυσικό φαινόμενο, αποτέλεσμα φυσικών – γεωλογικών διεργασιών, που προέρχεται από την διατάραξη της μηχανικής ισορροπίας των πετρωμάτων, η δε απελευθερούμενη ενέργεια κατά την διαταραχή αυτή διαδίδεται μέσα στη γη με την μορφή σεισμικών κυμάτων και εκδηλώνεται ως κίνηση του εδάφους<sup>2</sup>.

Η ανάπτυξη της Σεισμολογίας συμβαίνει μόλις τα τελευταία εκατό περίπου χρόνια και μοιράζεται πλήθος πληροφοριών με τις εφαρμοσμένες επιστήμες. Η στατική μηχανική απορροφά με τη σειρά της τη νέα γνώση και δημιουργεί ένα παρακλάδι το οποίο θα φροντίζει οι δομές και υποδομές να διατηρούν χαρακτηριστικά ασφαλείας κατά τη διάρκεια ενός σεισμού. Αν και γενικά χρησιμοποιείται ο όρος ‘αντιστέκονται’, δεν πρέπει να παρερμηνευτεί στο ότι ο άνθρωπος πλέον πέτυχε την επιδίωξή του να γίνει ο ρυθμιστής του περιβάλλοντος. Αντίθετα, υπάρχει η αποδοχή της φύσης του σεισμού με τις πιθανές ζημιές που θα προκαλέσει. Αυτό όμως πια συμβαίνει ελεγχόμενα. Μέσα από την αποδοχή και κατανόηση των όρων την φύσης, ο άνθρωπος ανεβαίνει άλλο ένα σκαλοπάτι προς την ευημερία.

---

<sup>1</sup> Κατά διαστήματα, δόθηκαν διάφοροι ορισμοί στον όρο φυσική καταστροφή. Το Κέντρο για την έρευνα στην Επιδημιολογία των Καταστροφών (Centre for Research on the Epidemiology of Disaster/CRED) σε άρθρο που δημοσίευσε τον Οκτώβριο του 2009 την ορίζει ως «Μια κατάσταση ή ένα γεγονός απρόβλεπτο και συχνά ξαφνικό που προκαλεί μεγάλη οικονομική ζημιά, τουλάχιστον 1% του ετήσιου ΑΕΠ ή/και ανθρώπινο πόνο επηρεάζοντας τουλάχιστον το 1% του συνολικού πληθυσμού της χώρας» (σ.16).

<sup>2</sup> [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes\\_kataskeves/simeioseis/simeioseis\\_ak.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes_kataskeves/simeioseis/simeioseis_ak.pdf)

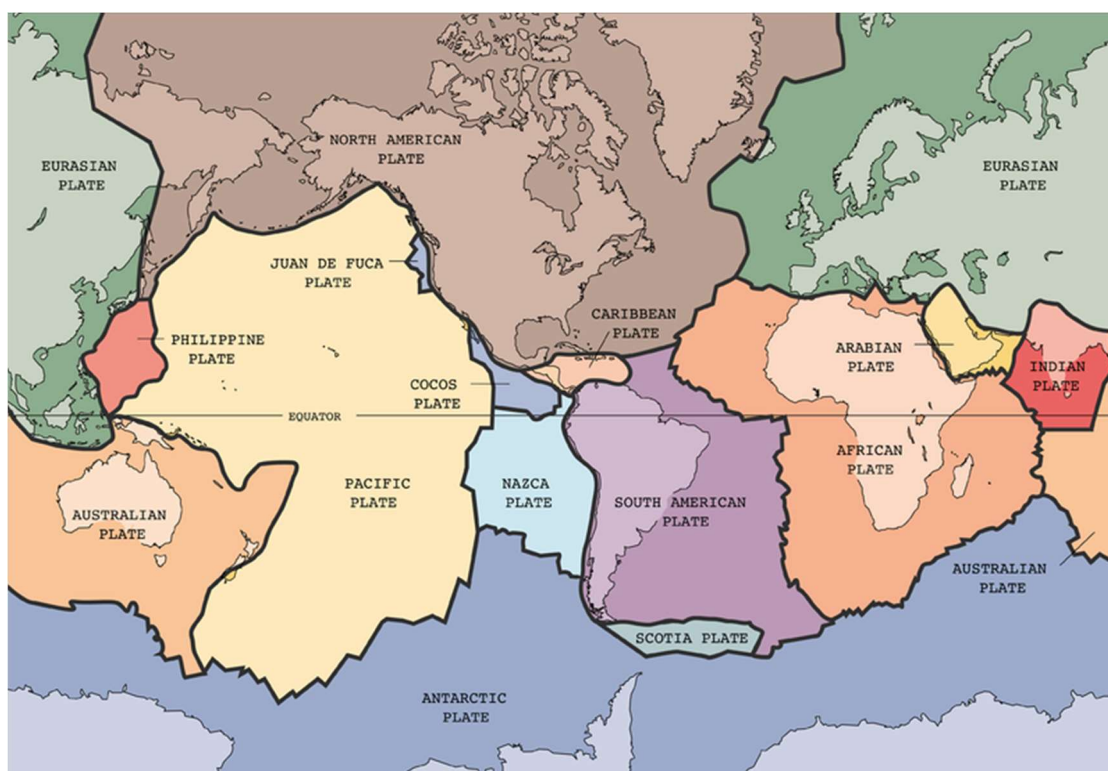
## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 1.

### Η ΑΝΑΓΚΗ ΓΙΑ ΕΠΟΠΤΕΙΑ ΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ ΣΤΗΝ ΕΛΛΑΔΑ

#### 1.1 Η σεισμικότητα του Ελλαδικού χώρου

Η Ελλάδα κατέχει την πρώτη θέση στην Ευρώπη από πλευράς σεισμικότητας και την έκτη παγκοσμίως<sup>3</sup>. Μεγάλο ερευνητικό ενδιαφέρον παρουσιάζει η γεωγραφική της θέση, η οποία συμπίπτει με περιοχή του πλανήτη μας, στην οποία λαμβάνουν χώρα μεγάλα γεωτεκτονικά φαινόμενα.

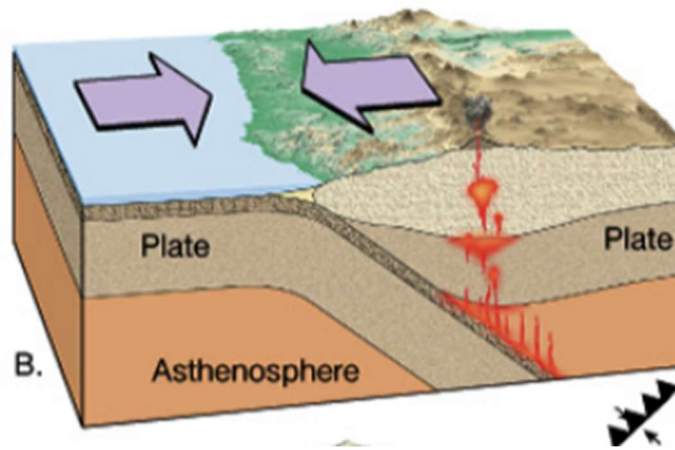
Πιο συγκεκριμένα, βρίσκεται στην περιοχή σύγκλισης της Αφρικανικής με την Ευρω-ασιατική λιθοσφαιρική πλάκα που έχει ως αποτέλεσμα τη μεγάλη σεισμικότητα που παρατηρείται στη περιοχή αυτή (βλ. εικόνα 1).



ΕΙΚΟΝΑ 1: Παγκόσμιος χάρτης τεκτονικών πλακών.

Κατά το φαινόμενο αυτό, οι γειτονικές λιθοσφαιρικές πλάκες πλησιάζουν εκατέρωθεν καταστρέφοντας το φλοιό, καθώς η μία πλάκα βυθίζεται κάτω από την άλλη δημιουργώντας το ανάγλυφο, από όπου προκύπτει η ορογένεση (βλ. εικόνα 2).

<sup>3</sup> <https://www.seismoi.gr/tieinaseismos.htm>



*ΕΙΚΟΝΑ 2: Όρια σύγκλισης (Σπυράκος & Τουτουδάκη, σ.3).*

Παράλληλα με τη δημιουργία όμως, γίνεται και καταστροφή αντίστοιχης ποσότητας φλοιού (ανακύκλωση). Ένα τέτοιο φαινόμενο συμβαίνει και στη σύγκλιση μεταξύ Ιαπωνικής πλάκας και πλάκας του Ειρηνικού.

Τα πιο ενδιαφέροντα σεισμικά χαρακτηριστικά στην περιοχή είναι το Ελληνικό Τόξο, η Ελληνική Τάφρος και η λεκάνη του βορείου Αιγαίου (μέγιστο βάθος 1500 m). Το Ελληνικό Τόξο αποτελείται από το εξωτερικό ιζηματογενές τόξο, που συνδέει τις Δειναρικές Άλπεις με τις τουρκικές Ταυρίδες και από το παράλληλο εσωτερικό ηφαιστειακό τόξο. Το ιζηματογενές τόξο διατρέχει τη νότια οροσειρά των ελληνίδων, τα Ιόνια νησιά, την Κρήτη, την Κάρπαθο και τη Ρόδο (βλ. εικόνα 3).

Στην Ελλάδα, γίνονται κυρίως επιφανειακοί και ενδιάμεσου βάθους σεισμοί. Το σύνολο σχεδόν των επιφανειακών σεισμών έχουν εστιακά βάθη μέχρι 15 km . Μεγαλύτερα βάθη (μέχρι 40km) έχουν οι επιφανειακοί σεισμοί στο κυρτό μέρος του ελληνικού τόξου (νότια Πελοποννήσου- Κρήτης- Ρόδου). Η ενδιάμεσου βάθους σεισμική δράση συγκεντρώνεται στο νότιο Αιγαίο και οι μεγαλύτεροι από τους σεισμούς αυτούς ( $M \geq 7.5$ ) γεννιούνται σε βάθη 60 - 100 km (Παπαζάχος και Δρακόπουλος, 1992).



ΕΙΚΟΝΑ 3: Κινήσεις λιθοσφαιρικών πλακών που καθορίζουν την ενεργό τεκτονική στο Αιγαίο και τις γύρω περιοχές (Παπαζάχος, 2003).

## 1.2 Η καταγραφή των σεισμών

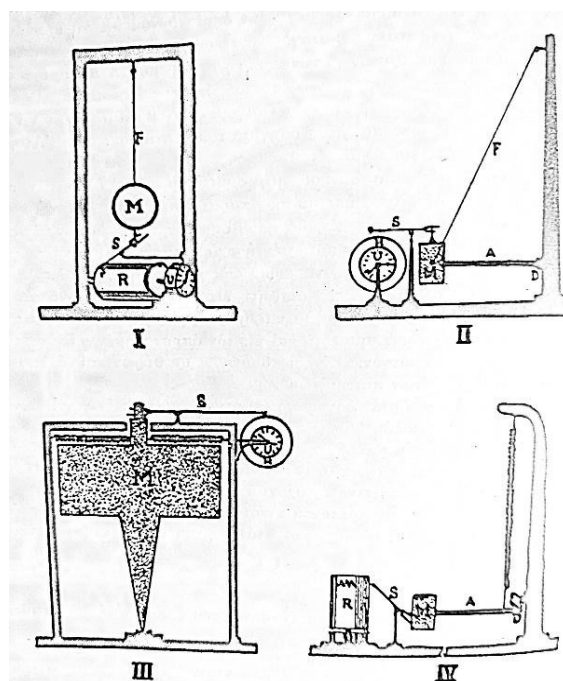
Για την παρακολούθηση της εγχώριας σεισμικής δραστηριότητας αρμόδια είναι το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο<sup>4</sup> που υπάγεται στο Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών καθώς και το Ινστιτούτο Τεχνικής Σεισμολογίας και Αντισεισμικών Κατασκευών (ΙΤΣΑΚ) το οποίο λειτουργεί υπό την αιγίδα του ΟΑΣΠ.

Το Γεωδυναμικό Ινστιτούτο ιδρύθηκε από πολύ νωρίς, μόλις το 1893, μιας και η Ελληνική πολιτεία είχε ήδη αναγνωρίσει το σεισμικό πρόβλημα της χώρας. Έχει τη δυνατότητα να δώσει αξιόπιστη πληροφόρηση σχετικά με το μέγεθος, το επίκεντρο και το χρόνο εκδήλωσης ενός σεισμού. Για το λόγο αυτό, λειτουργούν στη χώρα μας:

- Μόνιμο σεισμολογικό δίκτυο που αποτελείται από 45 σταθμούς, που καλύπτουν όλο τον Ελληνικό χώρο,
- Δίκτυο επιταχυνσιογράφων που έχει εγκατασταθεί στις μεγαλύτερες πόλεις του Ελληνικού χώρου με 70 ψηφιακά όργανα,
- Μόνιμο δίκτυο GPS με 11 σταθμούς,

<sup>4</sup> <http://www.gein.noa.gr/el/genika>

- Δίκτυο φορητών σειсмоγράφων για την καταγραφή των μικροσεισμών, τον έλεγχο της δυναμικής κατάστασης των ρηγμάτων, καθώς και την παρακολούθηση της μετασεισμικής εξέλιξης και μπορεί να δώσει αξιόπιστη πληροφόρηση σχετικά με το μέγεθος, το επίκεντρο και το χρόνο εκδήλωσης ενός σεισμού (βλ. εικόνες 4 & 5).
- Υπό σχεδιασμό τέλος, είναι ένα μόνιμο δίκτυο παρακολούθησης τσουνάμι.



*ΕΙΚΟΝΑ 4: Κάποιοι από τους πρώτους σειсмоγράφους του Γεωδυναμικού Τμήματος του Αστεροσκοπείου Αθηνών (Ρουσόπουλος, 1956, σ. 22)*

Παράλληλα, γίνεται ενημέρωση ειδικών Υπηρεσιών (Ο.Α.Σ.Π., Γραμματεία Πολιτικής Προστασίας Υ.ΠΕ.ΧΩ.Δ.Ε. κλπ) σε καθημερινή βάση, ενώ υπάρχει και ανταλλαγή πληροφοριών με Διεθνή Σεισμολογικά Κέντρα (USGS, ISC, CSEM).



*ΕΙΚΟΝΑ 5: Σύγχρονοι σειсмоγράφοι*

Το ΙΤΣΑΚ με τη σειρά του, ιδρύθηκε στη Θεσσαλονίκη το 1979 -ένα χρόνο μετά τον καταστροφικό σεισμό στην περιοχή- με πρωτοβουλία του ΥΠΕΧΩΔΕ. Από το 2013 λειτουργεί ως μονάδα έρευνας του ΟΑΣΠ. Εξειδικεύεται στη μελέτη των σεισμών και των επιπτώσεών τους στο δομημένο περιβάλλον, με στόχο τη μείωση της σεισμικής διακινδύνευσης.

Οι κύριες δραστηριότητές του αναφέρονται στην εφαρμοσμένη έρευνα στους εξής τομείς:

- Τομέας Τεχνικής Σεισμολογίας: Λειτουργία δικτύου 250 επιταχυνσιογράφων στον Ελληνικό χώρο. Αποτίμηση και προσομοίωση τοπικών συνθηκών. Πιθανολογική εκτίμηση σεισμικής επικινδυνότητας.
- Τομέας Γεωτεχνικής Σεισμικής Μηχανικής: Αποτίμηση δυναμικής & μη-γραμμικής συμπεριφοράς εδαφικών σχηματισμών. Επιρροή της γεωμορφολογίας και της τοπογραφίας στα χαρακτηριστικά της σεισμικής κίνησης κατά το σχεδιασμό γεωκατασκευών (φράγματα, οπλισμένα επιχώματα και πρανή κα.).
- Τομέας Αντισεισμικών Κατασκευών: Ενοργάνωση και διερεύνηση σημαντικών έργων με ειδικά μετρητικά δίκτυα, αποτίμηση σεισμικής τρωτότητας, τεχνικές ενίσχυσης & επισκευής, καθώς και συμβολή στην ανάπτυξη διατάξεων Αντισεισμικών Κανονισμών και Κανονισμών Επεμβάσεων.



*ΕΙΚΟΝΑ 6: Ημερίδα του ΙΤΣΑΚ με αφορμή τη συμπλήρωση 40 χρόνων από τον καταστροφικό σεισμό της Θεσσαλονίκης.*

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 2

### ΑΠΑΡΧΗ ΚΑΙ ΕΞΕΛΙΞΗ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΩΝ ΚΑΝΟΝΙΣΜΩΝ

#### 2.1 Η λογική της αναζήτησης κανονιστικών πλαισίων

##### 2.1.1 Γενικά

Ο αντισεισμικός σχεδιασμός μιας νέας κατασκευής ή μιας υφιστάμενης που δέχεται ενισχύσεις, αποσκοπεί στο να μπορεί αυτή να αντέξει την ξαφνική ανακίνηση του εδάφους. Η συγκεκριμένη συνθήκη επιτυγχάνεται ελαχιστοποιώντας παράλληλα τις δομικές ζημιές αλλά και την έκθεση σε κίνδυνο ανθρώπινων ζώων.

Οι μέθοδοι κατασκευής που διασφαλίζουν ότι επιτυγχάνονται οι σωστοί σχεδιαστικοί στόχοι για αντισεισμική αντίσταση, μπορεί να ποικίλουν ανά τον κόσμο. Αυτό το δεδομένο μαζί με την αντίστοιχη διαθεσιμότητα πόρων, είναι που πρέπει να λάβει κανείς υπόψη προτού καταλήξει στη σύνταξη ενός εφαρμόσιμου πλάνου οδηγιών που να ακολουθείται και να ικανοποιεί τις εκάστοτε απαιτήσεις. Κάθε πτυχή ενός έργου φτάνει να υπακούει σε συγκεκριμένες διατάξεις των Κανονισμών και με τον κατάλληλο συνδυασμό τους, ο μηχανικός καλείται να πετύχει το βέλτιστο αποτέλεσμα.

Βέβαια, τα αυστηρά όρια που έχουν τεθεί σε μια στατική μελέτη, ξεκινάνε ήδη από αρκετά πιο πριν, όταν ακόμα ο Φέρων Οργανισμός (Φ.Ο.) μιας κατασκευής καλείται να προσαρμοστεί στις ιδιαιτερότητες του αρχιτεκτονικού σχεδίου και τις απαιτήσεις της ηλεκτρομηχανολογικής μελέτης. Αντίθετη, αλλά σίγουρα δόκιμη και ευπρόσδεκτη, είναι εδώ η άποψη του Dr. Hugo Bachmann (2003), καθηγητή στο Ελβετικό Ομοσπονδιακό Ινστιτούτο Τεχνολογίας Ζυρίχης (ETH), ο οποίος θεωρεί απαραίτητη την παράλληλη σχεδίαση του έργου από τον αρχιτέκτονα με τον πολιτικό μηχανικό:

*«Ο 'παράλληλος σχεδιασμός' είναι πολύ καλύτερος και ουσιαστικά πιο οικονομικός. [...] Ένα βέλτιστο αποτέλεσμα μπορεί να επιτευχθεί μέσω αυτής της προσέγγισης. [...] Αυτή η συνεργασία [...] πρέπει να ξεκινήσει ήδη από το πρώιμο στάδιο της σύλληψης μιας ιδέας, όταν ακόμα γίνονται επιλογές που είναι ζωτικής σημασίας για τη σεισμική αντίσταση και την τρωτότητα του κτιρίου. (σ.10)»*

Από εκεί και πέρα, οι Κανονισμοί παρέχουν μια πληθώρα παραμέτρων ανάλογα το έδαφος, το υλικό & τη γεωμετρία του Φ.Ο., τη σεισμικότητα της περιοχής που υλοποιείται το έργο και φτάνουν μάλιστα -για την περίπτωση υφιστάμενης κατασκευής- να καλύπτουν ακόμα και τη δυνατότητα επιλογής του πελάτη στο πόσο ψηλά ή χαμηλά θα είναι τα περιθώρια της αντισεισμικής αντοχής της ιδιοκτησίας του, κάτι το οποίο θα δούμε αναλυτικά παρακάτω.



### 2.1.2 Η αναγκαιότητα υιοθεσίας κανονισμών στην Ελλάδα

Η ιστορία της κτιριοδομίας στη χώρα μας ξεκινάει από την αρχαιότητα. Δείγματά της αποτελούν όλα εκείνα τα μνημεία που άντεξαν στο πέρασμα του χρόνου και στέκονται μέχρι σήμερα, προκαλώντας θαυμασμό και προβληματισμό στους σύγχρονους μηχανικούς για το γνωστικό υπόβαθρο που διέθεταν οι πρόγονοί μας.

Μια απόπειρα ορισμού των στοιχείων που συνθέτουν μια διαχρονικά καλή κατασκευή θα οδηγηθεί στο συμπέρασμα ότι ιδανικά απαιτείται ένας συνδυασμός σωστών υπολογισμών, ποιοτικών υλικών και υγιούς κατασκευαστικής τεχνοτροπίας.

Περίπου στα μέσα του 19ου αιώνα, η Βιομηχανική Επανάσταση κορυφώνεται στη Δυτική Ευρώπη, όμως αφήνει την Ελλάδα απ' έξω. Αγγλία, Γαλλία, Γερμανία αλλά και Αμερική, κάνουν εκτεταμένη χρήση χάλυβα και σκυροδέματος, σε κατασκευές που τα μεγέθη τους ανταποκρίνονται στις απαιτήσεις που άλλοτε από ανάγκη και άλλοτε από ματαιοδοξία οι εμπνευστές τους είχαν οραματιστεί και σχεδιάσει.

Όταν ακόμα στην Ελλάδα γίνεται προσπάθεια να συνταχθεί αυτόνομο Κράτος, στις παραπάνω χώρες, μέσα από εργαστηριακά πειράματα αντλούν την πληροφορία που χρειάζονται και προχωρούν στην υλοποίηση κάθε λογής καινοτόμων έργων.

Ένας ολόκληρος μηχανισμός από τεχνικούς και οικονομικούς παράγοντες δούλευε φιλτράροντας τα όποια επιστημονικά ευρήματα, έτσι ώστε η πληροφορία να περάσει από μια διαδικασία τυποποίησης προτού διατεθεί στην αγορά.

Η ίδρυση, για παράδειγμα, του Βρετανικού Οργανισμού Τυποποίησης (British Standards Institution) το 1901 προέκυψε από την ανάγκη τυποποίησης μεταλλικών διατομών, ώστε οι Βρετανοί κατασκευαστές να γίνουν πιο αποτελεσματικοί και ανταγωνιστικοί<sup>5</sup>.

Το σύνηθες για χώρες που δεν διαθέτουν υψηλό τεχνολογικό υπόβαθρο, είναι να δανειζονται κανονισμούς των χωρών αυτών. Κάτι τέτοιο συμβαίνει και στην Ελλάδα το 1945, όπου έχουμε την πρώτη δημοσίευση μεταφρασμένων Γερμανικών DIN 1045 για το σκυροδέμα<sup>6</sup>.

Κάπως έτσι προκύπτει ότι ο πρώτος Ελληνικός αντισεισμικός κανονισμός διαμορφώθηκε με “δάνεια” από οδηγίες και τακτικές που ακολουθούνταν σε άλλες εξίσου σειсмоγενείς χώρες (βλ. και §2.2.3 του παρόντος). Ωστόσο αργότερα θα γίνει εξατομίκευση των πληροφοριών

---

<sup>5</sup> [https://en.wikipedia.org/wiki/British\\_Standards](https://en.wikipedia.org/wiki/British_Standards)

<sup>6</sup> <http://www.interbeton.gr/default.asp?siteID=1&pageid=38&langid=1>

αυτών, με την Ελλάδα να κάνει πλέον τα δικά της βήματα στην εξέλιξη των αντισεισμικών κανονισμών.

Στη συνέχεια, θα γίνει λόγος για τα βασικότερα σημεία του καθενός από τους αντισεισμικούς κανονισμούς που ίσχυσαν στη χώρα μας κατά την αντίστοιχη χρονική περίοδο.

## **2.2 Αποτίμηση ενός αιώνα αντισεισμικών κανονισμών**

### **2.2.1 Γενικά**

Το κανονιστικό πλαίσιο μέσα στο οποίο κινείται ο μηχανικός, είναι αποτέλεσμα έρευνας και βελτιώσεων που ακολουθούν τις ολοένα αυξανόμενες απαιτήσεις που δημιουργούνται μέσα στο πέρασμα του χρόνου. Νέοι Κανονισμοί έρχονται να αντικαταστήσουν τους παλιούς, κλείνοντας έτσι κενά και αδυναμίες που είχαν άμεσο αντίκτυπο στην ποιότητα των κατασκευών.

### **2.2.2 Σύντομη ιστορική αναδρομή (1928-σήμερα)**

Η πρώτη προσπάθεια γίνεται με την εισαγωγή του αντισεισμικού οικοδομικού κανονισμού Κορίνθου - Λουτρακίου που εκδόθηκε με Προεδρικό Διάταγμα (Π.Δ.) το 1928 με αφορμή τον σεισμό που είχε προηγηθεί σε αυτές τις δύο πόλεις. Σε αυτόν αξίζει να σημειωθούν επιγραμματικά τα εξής:

- Για τους υπολογισμούς σκυροδέματος υποδεικνύονται οι Γερμανικοί Κανονισμοί του 1925, για τα ξύλινα οι Κανονισμοί των Γερμανικών Σιδηροδρόμων του 1926 και για τις σιδηρές κατασκευές οι Γερμανικοί Κανονισμοί του 1919.
- Χορηγούνται πολεοδομικοί και κατασκευαστικοί κανόνες για ανέγερση, προσθήκη και επισκευή, κάθε μορφής κατασκευών (από ωμόπλινθους, λιθοδομή, οπτοπλινθοδομή, ξύλο, χάλυβα, σκυρόδεμα και συνδυασμούς τους).
- Τέλος, επισημαίνεται η ανάγκη άριστης ποιότητας υλικών και εξαιρετικής κατασκευής (Δουδούμης, 2008).

Λόγω των έντονων σεισμών που εκδηλώθηκαν στη χώρα τα επόμενα χρόνια, κρίθηκε αναγκαίο να συνταχθεί ένας Κανονισμός καθολικής εφαρμογής στην Ελλάδα. Οι πιο σημαντικοί σεισμοί εκείνης της περιόδου ήταν οι εξής:

- στην Ιερισσό το 1932 (7,0 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 161 θύματα)
- στην Κω το 1933 (6,6 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 178 θύματα)
- στο Ηράκλειο Κρήτης το 1935 (7,0 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 8 θύματα)
- στη Λάρισα το 1941 (6,3 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 40 θύματα)
- στη Ζάκυνθο το 1953 (7,2 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 476 θύματα)
- στην Καρδίτσα το 1954 (7,0 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 25 θύματα)
- στο Βόλο το 1955 (6,2 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 1 θύμα), (Δουδούμης, 2008).

Το 1959 συντάσσεται πλέον ο πρώτος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ), ενώ το 1984 συμπληρώθηκε με πρόσθετα βασικά άρθρα. Το 1995 τέθηκε σε αποκλειστική εφαρμογή ο Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ν.Ε.Α.Κ.). Σε αυτό το διάστημα οι πιο σημαντικοί σεισμοί είναι :

- στον Άγιο Ευστράτιο το 1968 (7,1 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 20 θύματα)
- στη Θεσσαλονίκη το 1978 (6,5 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 45 θύματα)
- στις Αλκυονίδες το 1981 (6,7 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 20 θύματα)
- στο Αίγιο το 1995 (6,1 βαθμοί της κλίμακας Ρίχτερ - 26 θύματα)
- τέλος ο σεισμός που αποτελεί “σημείο αναφοράς” της γενιάς μας , αυτός δηλαδή της Πάρνηθας το Σεπτέμβριο του 1999, μεγέθους 5,9 βαθμών της κλίμακας Ρίχτερ με 143 θύματα<sup>7</sup>.

Εν συνεχεία, το 2001 θεσπίστηκε ο Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός - 2000 (Ε.Α.Κ. - 2000). Από τότε μέχρι σήμερα, στο αρχικό κείμενο του Ε.Α.Κ.2000 έχουν γίνει οι αναγκαίες τροποποιήσεις, συμπληρώσεις και διευκρινήσεις.

Σε μεταγενέστερο στάδιο, και συγκεκριμένα από την 30-5-2014 (ΦΕΚ 1457/2014), μπορεί να χρησιμοποιείται για τις κατασκευές και μελέτες κτιρίων είτε μόνον ο Ε.Α.Κ.2000 (αυτούσιος), είτε μόνον ο Ευρωκώδικας EC8 (αυτούσιος).

Τέλος, λόγω της αυξημένης ανάγκης αποτίμησης κτιρίων που κατασκευάστηκαν με κανονισμό προ του 1995 -και τα οποία αποτελούν ποσοστό μεγαλύτερο του 70% του συνολικού οικοδομικού ιστού της χώρας μας- προέκυψε ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. Από τον Ιανουάριο του 2012 και σύμφωνα με το αντίστοιχο ΦΕΚ (42/Β Παρ.1.2) ο Κανονισμός Επεμβάσεων «(...)αφορά την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας και τον αντισεισμικό ανασχεδιασμό υφιστάμενων δομημάτων ή μελών τους.»

<sup>7</sup> [https://el.wikipedia.org/wiki/Κατάλογος\\_φονικών\\_σεισμών\\_στην\\_Ελλάδα](https://el.wikipedia.org/wiki/Κατάλογος_φονικών_σεισμών_στην_Ελλάδα)

Πιο κάτω, θα αναλυθούν περαιτέρω οι κανονισμοί που αναφέρθηκαν στην παρούσα ενότητα, κάνοντας εκτενέστερη παρουσίαση του κανονισμού του 1959, στον οποίο βασίζεται και η μελέτη της παρούσας εργασίας.

### **2.2.3 Κανονισμός του 1928 - Κριτική επισκόπηση στη μελέτη του Ρουσόπουλου (1956)**

Από τον πρόλογό του ακόμα ο Ρουσόπουλος (1956), διευκρινίζει πως το αντισεισμικό πρόβλημα δεν είναι *στατικό*, αλλά *δυναμικό* (σ. η´). Εντοπίζονται όλες οι ελλείψεις του ΠΔ του 1928. Παρουσιάζεται η δυσχέρεια ακριβούς επίλυσης του δυναμικού. Παράλληλα, μπαίνουν τα θεμέλια για την μετέπειτα σύνταξη του αντισεισμικού του 1959.

Μέχρι το 1930, η ανάλυση των κατασκευών σε εθνικό πλαίσιο γινόταν σε επίπεδους φορείς με χρήση μεθόδων προερχόμενων από κανονισμούς που είχαν ήδη θεσπιστεί στην Ιταλία και την Ιαπωνία. Χαρακτηριστική είναι η αναφορά που κάνει ο Ρουσόπουλος (1956) πως «εκτεταμένη πειραματική μελέτη επί ‘ομοιωμάτων’ γίνεται τελευταίως εν Αμερική (σ. η´)» .

Ο συγγραφέας επισημαίνει πως απαιτείται μελέτη της κατασκευής στο χώρο. Η ανοικοδόμηση της περιοχής του Λουτρακίου έδωσε την αφορμή στους μηχανικούς να εμβαθύνουν σε άγνωστες μέχρι εκείνη τη στιγμή έννοιες. Παρατηρώντας τις βλάβες των κτιρίων και πιο συγκεκριμένα τη διανομή τους καθ’ ύψος, είναι καταφανής η μεγαλύτερη κόπωση των κατώτερων ορόφων των οικοδομών. Εντοπίζεται παράλληλα η κακή ποιότητα λιθοσωμάτων και κονιαμάτων. Διευκρινίζεται πως για τις τοιχοποιίες γινόταν χρήση λίθων από την Κορινθιακή παραλία, οι οποίες ήταν στρογγυλές άρα και ακατάλληλες. Σε μέλη από σκυρόδεμα διαπιστώνονται βλάβες στη βάση και στην κορυφή υποστυλωμάτων, οι οποίες προέρχονται από κάμψη και διάτμηση.

Η εξήγηση που δίνεται αναφορικά με την αιτία αυτών των βλαβών, είναι πως οφείλονται στις οριζόντιες δυνάμεις που αναπτύχθηκαν από τον σεισμό και οι οποίες δεν ελήφθησαν υπόψη στον υπολογισμό των υποστυλωμάτων.

Στην πορεία, ο συγγραφέας θέτει την ανάγκη της κανονικότητας στη γεωμετρία, ενώ σημαντικές θεωρούνται οι προτάσεις του για ταυτόχρονη:

- Προσαύξηση των επιτρεπόμενων τάσεων των διατομών. Αυτή η κίνηση μπορεί σήμερα να καταγραφεί ως διάθεση του συγγραφέα να συνεκτιμήσει την αντοχή που προσφέρεται από τη μετελαστική συμπεριφορά ενός μέλους.

- Μείωση των κινητών φορτίων στο μισό<sup>8</sup> και λήψη των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων σε ποσοστό 15% επί του κατακόρυφου βάρους και εφαρμογή στις στάθμες των ορόφων, καθώς και στα κέντρα βάρους των τοίχων. Ο υπολογισμός αυτός οφείλει να γίνεται σε δύο κάθετες μεταξύ τους διευθύνσεις, ώστε να καλυφθεί κάθε περίπτωση σεισμικής ώθησης.

Βέβαια ο συγγραφέας παρατηρεί ότι κάθε εκατοστό αύξησης του σεισμικού συντελεστή  $\varepsilon$ , αυξάνει σημαντικά στο κόστος του έργου, στοιχείο που εξηγείται στην εικόνα 7.

Συγκριτική μελέτη διὰ τὸν ἀπαιτούμενον συνολικὸν ὄγκον στύλων ἐκ  
 ἡτότε ἀγμέ τῆς δεξαμενῆς ἔδειξε :

Διὰ τὸν ὑπολογισμὸν τῶν στύλων εἰς ἀπλῆν θλίψιν, ἄνευ σεισμοῦ, σύνολον ὄγκου :	16,00 κυβ. μέτρα
Δι' ὑπολογισμὸν μὲ σεισμικὴν ἐπιβάρυνσιν	
$\varepsilon = \frac{a}{g} = 10\%$ , σύνολον ὄγκου :	28,00 » »
Δι' ἀντισεισμικὸν ὁμοίως ὑπολογισμὸν μὲ συντελεστὴν $\varepsilon = 15\%$ , σύνολον ὄγκου :	40,00 » »
Ἦτοι αὐξήσις τοῦ ὄγκου τῶν στύλων, ὡς πρὸς τὸν ἄνευ σεισμικοῦ ὑπο- λογισμοῦ τοιοῦτον :	
Διὰ σεισμικὸν συντελεστὴν $\varepsilon = 10\%$ αὐξήσις	75%
» » » $\varepsilon = 15\%$	150%

EIKONA 7: Συγκριτική μελέτη (Ρουσόπουλος, 1956).

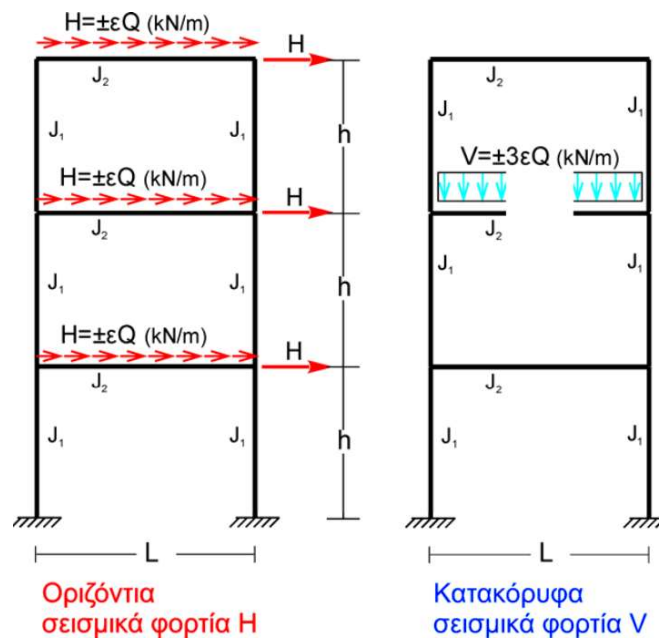
#### 2.2.4 Αντισεισμικός Κανονισμός 1959

Σύμφωνα με τους Βαδαλούκα & Μπαρίτα (2013), στον αντισεισμικό κανονισμό του 1959 ως παραδοχές λαμβάνονται υπόψη τα εξής:

- Οι οριζόντιες συνιστώσες των σεισμικών δυνάμεων μόνο.
- Η σεισμική δύναμη προκύπτει ως γινόμενο του βάρους της κατασκευής επί το συντελεστή της σεισμικής επιβάρυνσης  $\varepsilon$ , ο οποίος κυμαίνεται από 0,04 έως 0,16.
- Η σεισμική δύναμη κατανέμεται στους ορόφους με ορθογωνική κατανομή (βλ. εικόνα 8).

<sup>8</sup> Η σύμπτωση σεισμικής δονήσεως με πλήρη φόρτιση της οικοδομής είναι ελάχιστα πιθανή (Ρουσόπουλος, 1956, σ. 39).

- Για τον υπολογισμό των σεισμικών δυνάμεων λαμβάνονται υπόψη τα σύνολα των μόνιμων και κινητών κατακόρυφων στοιχείων ( $G + Q$ ). Αυτό δηλαδή σημαίνει ότι δεν υιοθετήθηκε η πρόταση του Ρουσόπουλου, για απομειωμένα φορτία, στο θέμα αυτό.
- Η σεισμική δύναμη κάθε ορόφου εφαρμόζεται στο κέντρο βάρους του, με την παραδοχή ότι συμπίπτει με το κέντρο βάρους της πλάκας του.
- Η πλάκα θεωρείται απόλυτα άκαμπτη.
- Δεν λαμβάνονται υπόψη κατακόρυφες παραμορφώσεις της πλάκας.
- Το ύψος των υποστυλωμάτων παραμένει σταθερό.



EIKONA 8: Ορθογωνική κατανομή δυνάμεων (Δουδούμης, 2008).

Τα βήματα για την επίλυση αναφέρονται αριθμητικά παρακάτω:

1. Υπολογίζεται το συνολικό αξονικό φορτίο  $P_i$  κάθε στύλου.
2. Αθροίζονται τα  $P_i$  ανά στάθμη, ώστε να προκύψει το συνολικό βάρος του κάθε ορόφου.
3. Υπολογίζεται η συνολική οριζόντια σεισμική δύναμη που δέχεται κάθε όροφος από τη σχέση:  $H = \varepsilon \cdot \Sigma P_i$ .
4. Προσδιορίζεται το κέντρο βάρους της πλάκας του ορόφου που ελέγχεται.
5. Υπολογίζονται οι δείκτες δυσκαμψίας κάθε στύλου.
6. Προσδιορίζεται το κέντρο ελαστικής στροφής (Κ.Ε.Σ) (βλ. εικόνα 9).
7. Υπολογίζεται η μετατόπιση  $\delta_x$  και  $\delta_y$  κατά τη διεύθυνση του σεισμού η στρόφη  $\varphi$  του κέντρου ελαστικής στροφής.
8. Υπολογίζονται οι μετατοπίσεις  $\Delta_x$  και  $\Delta_y$  καθώς και η στρόφη  $\Delta_\varphi$  για κάθε στύλο.
9. Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη  $Q_x$ ,  $Q_y$ ,  $M_x$  και  $M_y$  για κάθε στύλο.
10. Ελέγχεται τέλος, αν επαρκούν οι διατομές για τα εντατικά μεγέθη που προέκυψαν.

ΠΑΡΑΔΕΙΓΜΑ ΔΕΥΤΕΡΟΝ - ΠΙΝΑΞ ΤΟΥ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΥ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ

Στοιχεία	Κύριοι δείκτες αντιστάσεως			Συντεταγμένοι ως προς το βορηνθηρικό σύστημα		x'D <sub>y</sub>	y'D <sub>x</sub>	Τελικοί συντεταγμένοι		Εύρους ροπής άδραν. ελαστικής στροφής		r = √(x <sup>2</sup> +y <sup>2</sup> )	v' = rΔφ <sub>max</sub>
	D <sub>x</sub> = D <sub>2</sub>	D <sub>y</sub> = D <sub>3</sub>	D <sub>φ</sub>	x'	y'			x	y	x <sup>2</sup> D <sub>y</sub>	y <sup>2</sup> D <sub>x</sub>		
	2	3	4	5	6			7	8	9	10		
1	0	0	85.8	15	810	0	0	-40	+30	0	0	50	6.750
2	0	0	85.8	415	810	0	0	+360	+30	0	0	362	49.600
3	0	0	85.8	715	810	0	0	+660	+30	0	0	661	90.500
4	0	0	85.8	1110	810	0	0	+1055	+30	0	0	1056	145.000
5	0	0	85.8	15	415	0	0	-40	-365	0	0	367	60.300
6	0	0	85.8	415	415	0	0	+360	-365	0	0	512	70.300
7	0	0	85.8	715	415	0	0	+660	-365	0	0	754	104.000
8	0	0	85.8	1110	415	0	0	+1055	-365	0	0	1116	153.000
9	0	0	85.8	15	15	0	0	-40	-765	0	0	766	105.000
10	0	0	85.8	415	15	0	0	+360	-765	0	0	846	116.000
11	0	0	85.8	715	15	0	0	+660	-765	0	0	1010	139.000
12	0	0	85.8	1110	15	0	0	+1055	-765	0	0	1305	179.000
I	0.0165	0	0	715	812	0	13.400	+660	+32	0	17	661	90.500
II	0.0253	0	0	563	415	0	10.480	+508	-365	0	3370	626	86.000
III	0.0247	0	0	563	13	0	0.320	+508	-767	0	14500	920	126.000
IV	0	0.0083	0	13	215	0.108	0	-42	-565	15	0	565	77.500
V	0	0.0169	0	415	415	7.000	0	+360	-365	2190	0	513	70.500
VI	0	0.0169	0	715	415	12.084	0	+660	-365	7360	0	753	103.000
VII	0	0.0165	0	1112	415	18.348	0	+1057	-365	18400	0	1120	153.000
A	0.7920	0	0	215	815	0	645.480	+160	+35	0	970	164	22.500
a	0	0.0079	90.0	215	815	1.699	0	+160	+35	200	0	164	22.500
B	0	0.7920	0	10	610	7.920	0	-45	-170	1600	0	176	24.100
β	0.0079	0	90.0	10	610	0	4.819	-45	-170	0	230	176	24.100
Σ	0.8674	0.8605	1209.6			47.159				29.765	19.887		

Γενικός πολλαπλασιαστής:  
 τὸ E διὰ τὰς στήλας 2, 3,  
 4, 7, 8, 11, 12  
 τὸ 1/E διὰ τὴν στήλην 14.

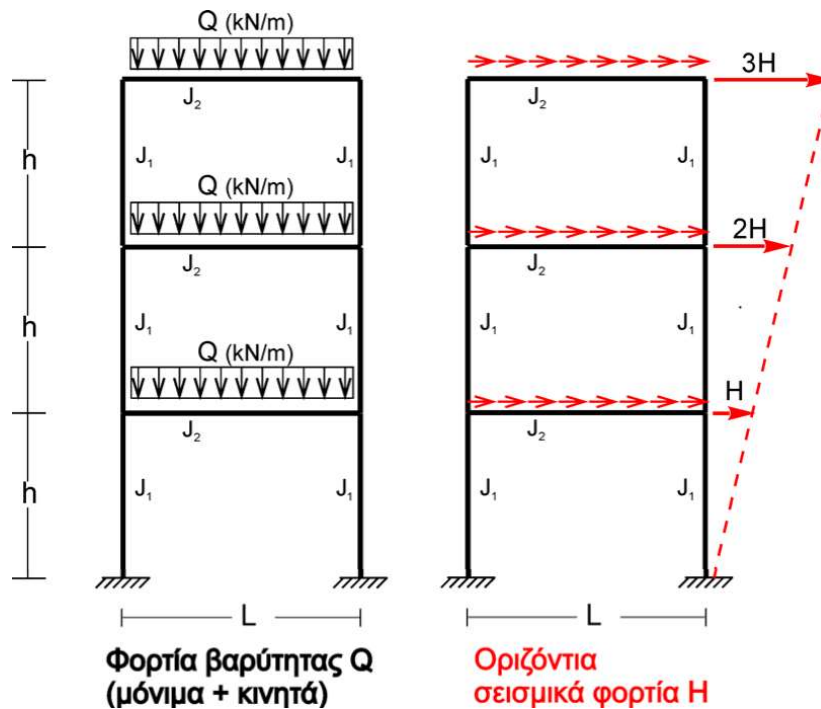
$$\begin{aligned}
 &\text{Συντεταγμένοι κέντρου} \left\{ \begin{aligned} x'_0 &= \frac{\sum x' D_y}{\sum D_y} = \frac{47159}{0.8605} = 55cm & E_x &= 0,8674 \cdot E \\ y'_0 &= \frac{\sum y' D_x}{\sum D_x} = \frac{674499}{0,8674} = 780cm & E_y &= 0,8605 \cdot E \\ E_\omega &= (29,765 + 19,087 + 1210) E = 50.062 E \end{aligned} \right. \\
 &\text{Συντεταγμένοι κέντρου} \left\{ \begin{aligned} x'_k &= 562cm \\ y'_k &= 415 \end{aligned} \right. & \text{Τελικοί: } \left\{ \begin{aligned} x_k &= +507cm \\ y_k &= -365 \end{aligned} \right. & r &= \sqrt{507^2 + 365^2} = 625cm
 \end{aligned}$$

EIKONA 9: Πίνακας υπολογισμού Κ.Ε.Σ - Στροφών & μετατοπίσεων υποστυλωμάτων (Ρουσόπουλος, 1956)

### 2.2.5 Αντισεισμικός Κανονισμός 1985

Οι διαφοροποιήσεις ως προς τις παραδοχές που συναντώνται στον αντισεισμικό κανονισμό του 1985 είναι οι εξής:

- Η σεισμική δύναμη προκύπτει ως γινόμενο του βάρους της κατασκευής επί το συντελεστή της σεισμικής επιβάρυνσης ε, ο οποίος προκύπτει από το γινόμενο της τιμής επί τον παράγοντα σπουδαιότητας του κτιρίου που κυμαίνεται από 1 έως 1,5.
- Η σεισμική δύναμη κατανέμεται στους ορόφους με τριγωνική κατανομή, σε αντίθεση με τον προηγούμενο Κανονισμό του 1959 (βλ. εικόνα 10).
- Η συνολική τέμνουσα κάθε ορόφου λαμβάνεται ίση με το άθροισμα των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων από τον εξεταζόμενο μέχρι τον ανώτερο όροφο και κατανέμεται στα στοιχεία του ορόφου ανάλογα με την ακαμψία τους.
- Για συνήθη κτίρια μέχρι 3 ορόφους για τον αντισεισμικό υπολογισμό της εντατικής κατάστασης επιτρέπεται η χρήση του μοντέλου του μονώροφου στοιχείου, ενώ για περισσότερους ορόφους πρέπει να γίνεται προσέγγιση του μοντέλου του πολυώροφου πλαισίου.



*ΕΙΚΟΝΑ 10: Τριγωνική κατανομή δυνάμεων (Δουδούμης, 2008).*

Τα βήματα για την επίλυση παραμένουν τα ίδια, όπως και στον Κανονισμό του 1959. Αναφορικά με τις επιπλέον απαιτήσεις του κανονισμού έχει σημασία να αναφερθούν τα εξής σημεία:

- Τα φαινόμενα δευτέρας τάξης εκτελούνται υπό προϋποθέσεις.
- Για τον ικανοτικό έλεγχο κόμβου ισχύει ότι το άθροισμα των απόλυτων τιμών των επιτρεπόμενων καμπτικών ροπών στα άκρα του υποστυλώματος πάνω και κάτω από τον κόμβο, πρέπει να είναι μεγαλύτερο από το άθροισμα των απόλυτων τιμών των επιτρεπόμενων ροπών των εκατέρωθεν διατομών των δοκών οι οποίες συντρέχουν στον κόμβο. Ο έλεγχος αυτός πρέπει να γίνεται και τις δύο κατευθύνσεις σεισμικής δράσης (Βαδαλούκας κ. συν., 2013, σ.49).

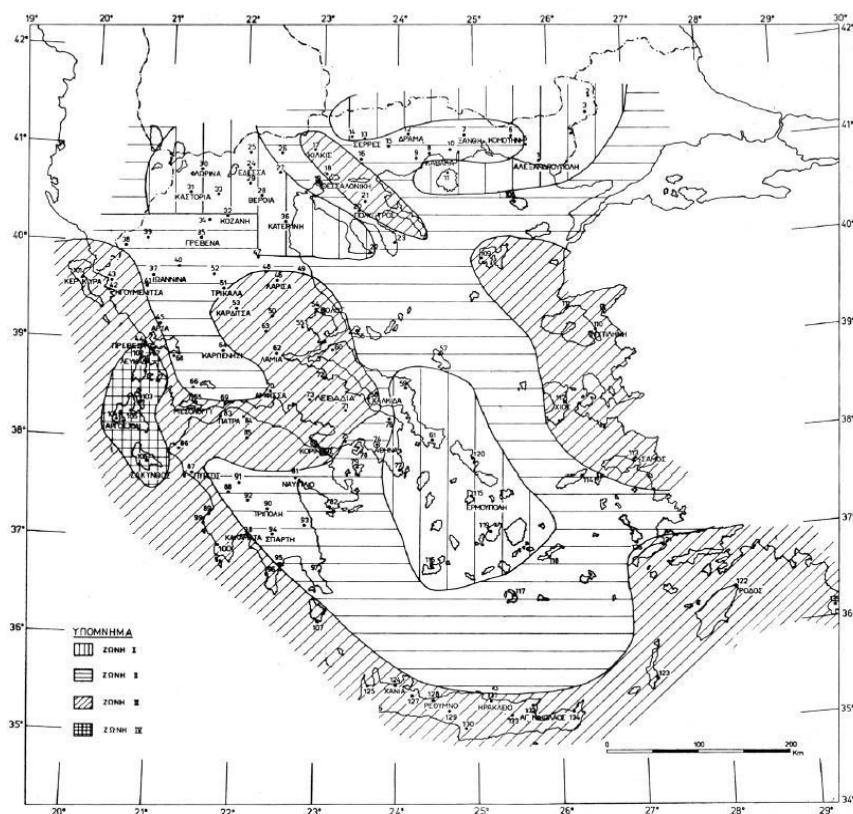
### 2.2.6 Αντισεισμικός Κανονισμός 1992

Η αύξηση της υπολογιστικής δύναμης έρχεται και αλλάζει τα δεδομένα σε παγκόσμια κλίμακα. Αυτό που προέβλεψε Ρουσόπουλος το 1956, γίνεται πράξη. Η δυναμική ανάλυση κτιρίων, με όλους τους όρους και έννοιες που τη συνοδεύουν και δείχνουν οικείες στο μηχανικό του σήμερα, εισάγονται για πρώτη φορά σε αυτόν τον κανονισμό. Τέθηκε σε υποχρεωτική εφαρμογή το 1995 και στο ΦΕΚ 613/Β' 12.10.1992<sup>9</sup> αναφέρονται τα εξής νέα στοιχεία:

<sup>9</sup> [https://elinyae.gr/sites/default/files/2020-02/613%CE%92\\_1992.pdf](https://elinyae.gr/sites/default/files/2020-02/613%CE%92_1992.pdf)

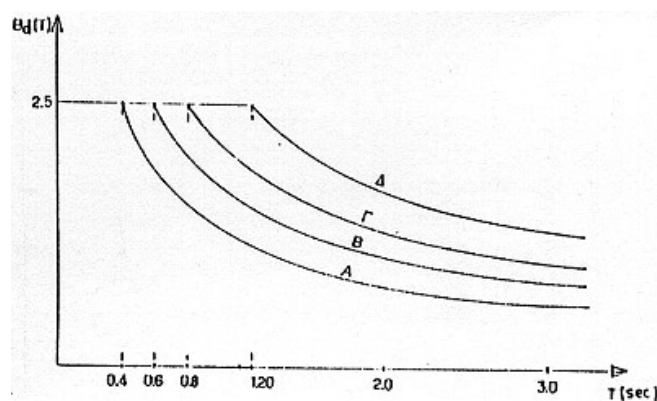


- Ο χάρτης ζωνών σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδας, (βλ. εικόνα εικόνα 11) .



*ΕΙΚΟΝΑ 11: Χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας της Ελλάδος (ΦΕΚ 613/ Β'12.10.1992, σ. 4).*

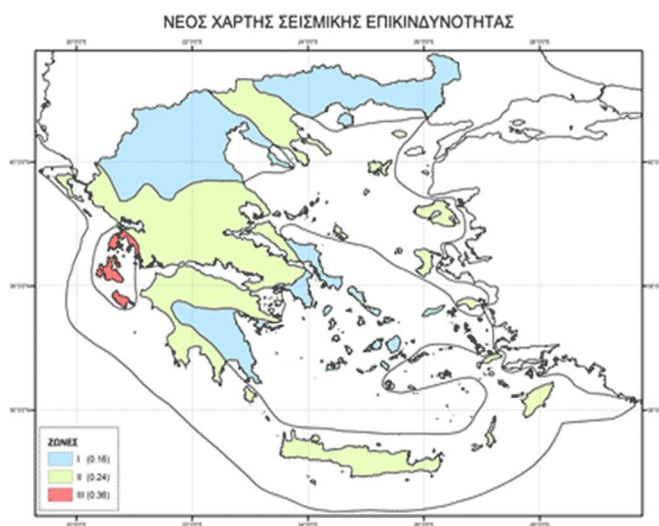
- Το ελαστικό φάσμα από το οποίο προκύπτει ο σεισμός σχεδιασμού (βλ. εικόνα 12).
- Ο μειωτικός συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς  $q$ .
- Η τυχηματική εκκεντρότητα ορόφου.
- Η μετελαστική απόκριση, δηλαδή η πλαστιμότητα του δομήματος και των κόμβων του.
- Η απαίτηση να ικανοποιείται η βασική ανίσωση ασφαλείας  $S_d \leq R_d$ .



*ΕΙΚΟΝΑ 12: Τροποποιημένο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού  $\beta_d$  (ΦΕΚ 613/ Β'12.10.1992, σ. 6).*

## 2.2.7 Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός (Ε.Α.Κ) 2000/2003

Ο κανονισμός αυτός μπορεί να θεωρηθεί ως προϊόν των άμεσων αντανακλαστικών της πολιτείας στο σεισμό της Πάρνηθας και τις καταστροφικές συνέπειές του σε δήμους της βορειοδυτικής Αττικής. Η γενικότερη λογική επίλυσης σε σχέση με αυτόν του 1992 παραμένει η ίδια, με σημαντικότερη όμως διαφορά την αναβάθμιση πολλών περιοχών στο σεισμικό χάρτη (βλ. εικόνα 13), την κατάργηση της πρώτης και χαμηλότερης τιμής επιτάχυνσης  $a_g = 0,12$ , δείχνοντας διάθεση για ετοιμότητα σε ανάλογο μελλοντικό γεγονός.



ΕΙΚΟΝΑ 13: Νέος χάρτης σεισμικής επικινδυνότητας (Δουδούμης, 2008).

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 3

### ΠΑΘΟΛΟΓΙΑ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

#### 3.1 Εισαγωγή

Η εφαρμοσμένη επιστήμη της μηχανικής επιτρέπει την ανάπτυξη ισχυρισμών, αφήνοντας παράλληλα περιθώρια για ισχυρή τεκμηρίωσή τους. Αυτό συμβαίνει επειδή όλη η διατιθέμενη γνώση και πληροφορία, έχει προκύψει από συνεχή παρατήρηση γεγονότων που τα αποτελέσματά τους διακρίνονται από επαναληψιμότητα. Χάρης σε αυτήν την επαναληψιμότητα μάλιστα υπάρχει η δυνατότητα να εντοπίζονται τα κενά μιας παλιάς θεώρησης, ώστε στη συνέχεια αυτή να βελτιώνεται.

Προσεγγίζοντας το θέμα αυτής της εργασίας, που είναι η αποτίμηση ενός υφιστάμενου κτιρίου, γίνεται αντιληπτό ότι υπάρχει μια διαδικασία ταυτοποίησης σε ζημιές τις οποίες έχει υποστεί ο Φ.Ο. λόγω σεισμικής καταπόνησης (προτείνοντας στη συνέχεια τις κατάλληλες διορθωτικές επεμβάσεις - κάτι που όμως δεν είναι το ζητούμενο στην παρούσα φάση).

Έννοιες όπως : *μαλακός όροφος, κοντό υποστύλωμα, μη κανονικότητα σε όψη ή κάτοψη, αστοχία κόμβου* κλπ. έχουν καταγραφεί όχι μόνο στη χώρα μας, αλλά και σε παγκόσμια κλίμακα. Ειδικά, για τον ελλαδικό χώρο καλύπτονται πλέον από διατάξεις του ΕΑΚ και του Ευρωκώδικα EC8 για την σωστή διαχείρισή τους σε νέες κατασκευές, αλλά και από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ. για τις υφιστάμενες.

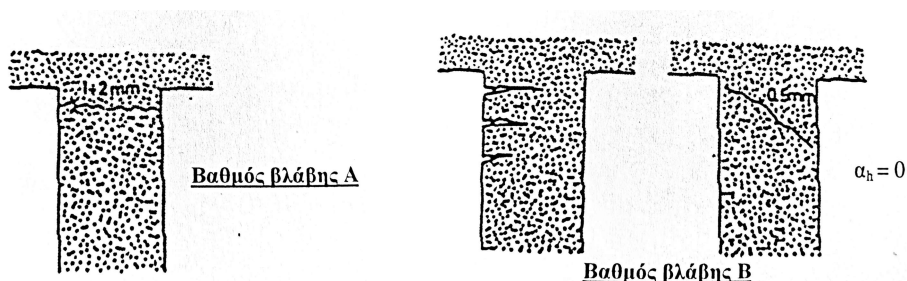
Τέλος, πρέπει να διευκρινιστεί ότι οι προβληματισμοί μας δε θα επεκταθούν σε σφάλματα που γίνονται στη φάση της κατασκευής. Στο εργοτάξιο υπάρχει μια πληθώρα παραμέτρων που μπορεί να παρεκκλίνουν από την ορθότητα με άμεσο αντίκτυπο στην ποιότητα της κατασκευής και τη σεισμική της συμπεριφορά και μάλιστα σε τέτοιο βαθμό που να αποτελεί κομμάτι της ελληνικής πραγματικότητας κατά την ανέγερση οικοδομών. Αυτό έρχεται σε αντίθεση με τη γενικότερη προσπάθεια αναβάθμισης του πεδίου μας και είναι κατακριτέο.

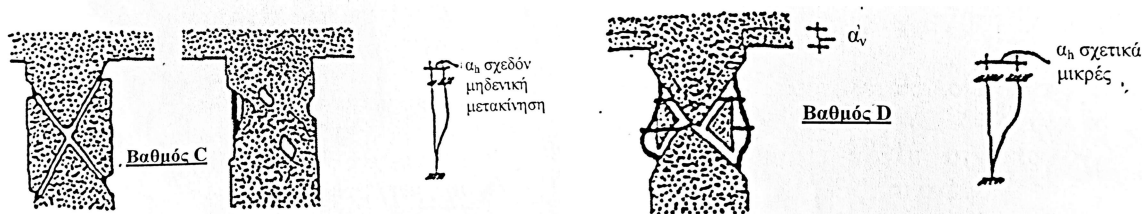
## 3.2 Αστοχίες μελών Φ.Ο. του κτιρίου

### 3.2.1 Τυπικοί βαθμοί βλάβης δομικών στοιχείων από οπλισμένο σκυρόδεμα

Τα φέροντα στοιχεία από οπλισμένο σκυρόδεμα (Ο.Σ.) μπορούν να παρουσιάσουν τέσσερις τυπικούς βαθμούς βλάβης μετά από σεισμό:

- Απλή ρηγμάτωση (βλάβες βαθμού Α και Β): Το στοιχείο παρουσιάζει είτε μεμονωμένες ρωγμές μικρού εύρους ( $< 2 \text{ mm}$ ) λόγω δευτερευόντων αιτιών και τοπικών αδυναμιών (π.χ. αρμοί διακοπής σκυροδέτησης, ανεπαρκές μήκος αγκύρωσης του οπλισμού, κτλ.) είτε πολλές ρωγμές λόγω κάμψης ή μεμονωμένες λοξές ρωγμές λόγω διάτμησης μικρού εύρους ( $< 0.5 \text{ mm}$ ), με την προϋπόθεση ότι δεν παρατηρούνται εμφανείς μετακινήσεις του σκελετού. Οι παραπάνω βλάβες χαρακτηρίζονται ελαφρές.
- Μερική αποδιοργάνωση (βλάβες βαθμού Γ): Παρατηρείται έντονη ρηγμάτωση μεγάλου πλάτους, καθώς και τοπική αποδιοργάνωση του σκυροδέματος από θλίψη ή και διάτμηση. Οι παραμένουσες παραμορφώσεις είναι πολύ μικρές. Οι βλάβες αυτού του βαθμού χαρακτηρίζονται σοβαρές.
- Διακοπή συνέχειας από πλήρη αποδιοργάνωση σκυροδέματος ή βλάβη οπλισμών (βλάβες βαθμού Δ): Χαρακτηρίζονται βαριές βλάβες. Πρόκειται για τη σοβαρότερη κατηγορία επισκευάσιμων βλαβών. Παρατηρείται θραύση του σκυροδέματος του στοιχείου, βλάβη των κυρίων οπλισμών (π.χ. λυγισμός των διαμήκων ράβδων και θραύση ή διαρροή των συνδετήρων) και διακοπή της συνέχειας του στοιχείου. Παρ' όλα αυτά, οι παραμένουσες παραμορφώσεις και ιδιαίτερα οι κατακόρυφες είναι σχετικά μικρές.
- Τέλος, κατά το βαθμό βλάβης Ε, συμβαίνει πλήρης κατάρρευση του μέλους. (Σπυράκος, 2004, σ.σ.. 14-18), (βλ. εικόνα 14).





ΕΙΚΟΝΑ 14: Βαθμοί βλάβης σε υποστυλώματα & τοιχώματα (Δρίτσος, 2005, σ. 23).

### 3.2.2 Βλάβες σε υποστυλώματα

Κρίνονται ως οι πιο σοβαρές και διακρίνονται σε καμπτικές και διατμητικές. Γενικά, τα υποστυλώματα με μεγάλο ύψος και μικρές διαστάσεις διατομής είναι ευάλωτα από κάμψη, ενώ στην αντίθετη περίπτωση (κοντά υποστυλώματα) είναι ευάλωτα σε διάτμηση.

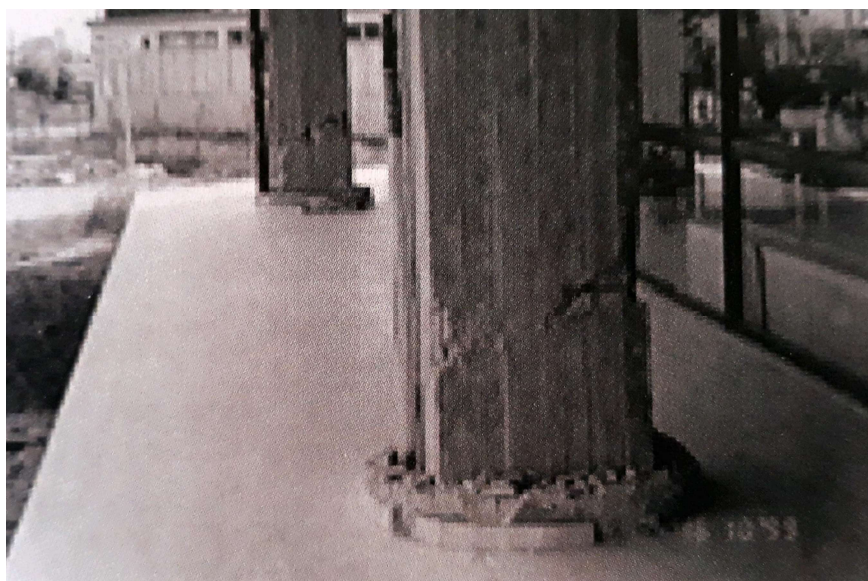
Οι βλάβες καμπτικού χαρακτήρα παρουσιάζονται συνήθως στην κορυφή και τη βάση των υποστυλωμάτων, εκεί δηλαδή όπου αναπτύσσεται η μεγαλύτερη καμπτική ένταση. Στην περίπτωση μικρών αξονικών φορτίων, η βλάβη έχει τη μορφή οριζόντιας καμπτικής ρωγμής και οφείλεται σε ανεπάρκεια των διαμήκων ράβδων οπλισμού. Σε περίπτωση υπεροπλισμένων στοιχείων με μικρή απόσταση μεταξύ των διαμήκων ράβδων έχουμε αποφλοιώση της επικάλυψης λόγω υπέρβασης της θλιπτικής αντοχής (βλ. εικόνα 15).

Σοβαρός τύπος βλάβης με ψαθυρή συμπεριφορά μπορεί να προκύψει σε στοιχεία με μεγάλα θλιπτικά φορτία από ταυτόχρονη ύπαρξη κάμψης και διάτμησης. Προκαλεί εγκάρσια διόγκωση του σκυροδέματος και διαρροή ή θραύση των συνδετήρων με επακόλουθη βράχυνση του υποστυλώματος και λυγισμό των κατακόρυφων ράβδων οπλισμού. Αυτή η περίπτωση μάλιστα συμβαίνει κοντά σε κόμβους όπου η δοκός είναι πιο ισχυρή από το υποστυλώμα. Η σημαντική μείωση της δυσκαμψίας του υποστυλώματος προκαλεί υπερφόρτιση των γειτονικών κατακόρυφων στοιχείων από ανακατανομή της έντασης και μπορεί να οδηγήσει σε κατάρρευση του δομήματος μέσα από μία αλυσιδωτή σειρά αστοχιών.

Οι βλάβες διατμητικού χαρακτήρα δεν εμφανίζονται αποκλειστικά στα άκρα του υποστυλώματος και μπορεί να είναι αποτέλεσμα μικρού αξονικού φορτίου (άρα σε υποστυλώματα των ανωτέρω ορόφων) και υψηλών καμπτικών ροπών.

Μια άλλη περίπτωση, η οποία θεωρείται ιδιαίτερα ευαίσθητη, καθώς εμφανίζεται και στο κτίριο που μελετήθηκε στην παρούσα εργασία, είναι αυτή του κοντού υποστυλώματος. Είναι ένα κοινό υποστυλώμα του οποίου οι οριζόντιες κινήσεις δυσχεραίνονται, χωρίς

κατασκευαστική πρόθεση, από δύσκαμπτα στοιχεία σε ένα μέρος του ύψους του. Τέτοια συμπεριφορά συχνά παρατηρείται σε κατοικίες ή βιομηχανικούς χώρους με παράθυρα ή φεγγίτες αντιστοιχώς, εκατέρωθεν του υποστυλώματος. Οι διατμητικού χαρακτήρα βλάβες είναι ψαθυρής μορφής και ως εκ τούτου θεωρούνται σοβαρές. Εκδηλώνονται με λοξές ρωγμές που λόγω της ανακυκλιζόμενης σεισμικής δράσης πολλές φορές έχουν χιαστί μορφή. Σε αυτές τις βλάβες είναι χαρακτηριστική η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος και η ανεπάρκεια διατμητικού οπλισμού (Δρίτσος, 2005, σ.19).



*EIKONA 15: Ρηγμάτωση υποστυλώματος λόγω κάμψης (Σπυράκος, 2004, σ. 15).*

### **3.2.3 Βλάβες σε δοκούς**

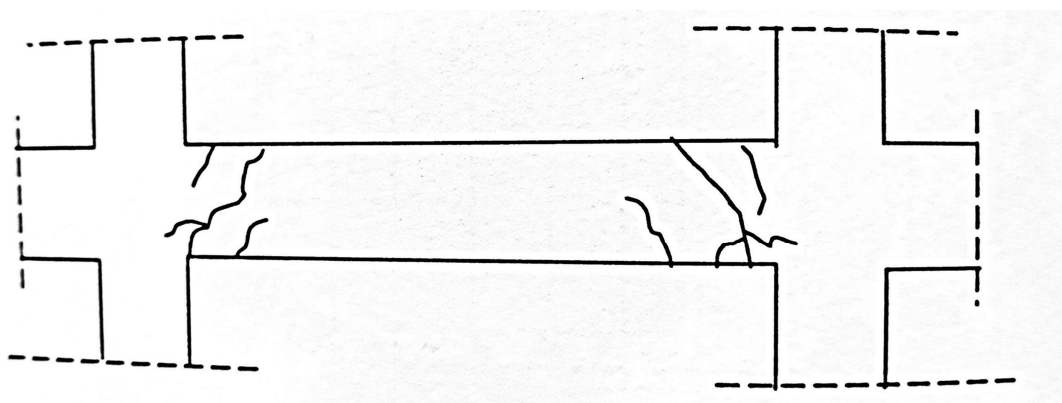
Οι βλάβες σε δοκούς είναι λιγότερο επικίνδυνες σε ό,τι αφορά την ευστάθεια του φορέα και έτσι έπονται σε σπουδαιότητα αυτών που συμβαίνουν στα υποστυλώματα.

Καμπτικές βλάβες στο άνω πέλμα μιας δοκού μπορεί να εμφανιστούν μετά από σεισμό, αλλά και από μακροχρόνιες δράσεις.

Οι διατμητικές βλάβες στα άκρα δοκού μετά από ένα ισχυρό σεισμό είναι οι πιο σοβαρές, λόγω ψαθυρής μορφής αστοχίας (βλ. εικόνα 16). Από διάτμηση κινδυνεύουν επίσης οι θέσεις έδρασης φυτευτών υποστυλωμάτων.

Κοντές δοκοί σύζευξης τοιχωμάτων συχνά αστοχούν με χιαστί ρωγμές, παρόμοιες με αυτές των κοντών υποστυλωμάτων. Αξιοσημείωτο είναι ότι λόγω της αυξημένης πιθανότητας

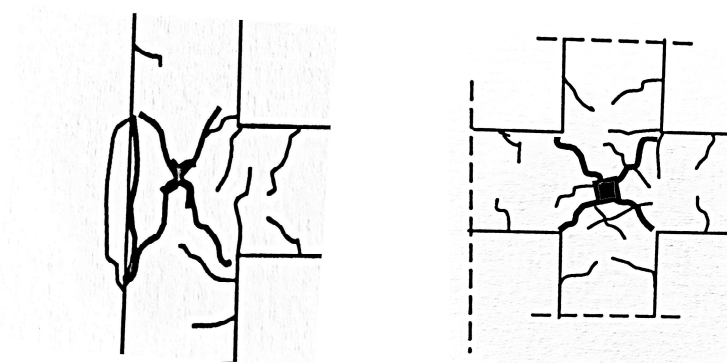
βλάβης, ο ΚΑΝ.ΕΠΕ επιτρέπει (υπό προϋποθέσεις) τον χαρακτηρισμό τους ως δευτερεύοντα στοιχεία (με εισαγωγή αρθρώσεων στις στηρίξεις), (Δρίτσος, 2005, σσ. 28-30).



*ΕΙΚΟΝΑ 16: Διατμητική αστοχία δοκού (Δρίτσος, 2005, σ. 30).*

### 3.2.4 Βλάβες σε κόμβους δοκών-υποστυλωμάτων

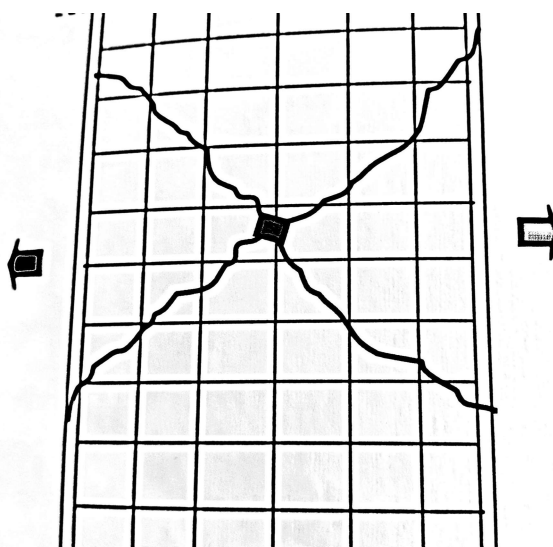
Η άκαμπτη θεώρηση των κόμβων, σε ένα τυπικό προσομοίωμα κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα με πλάκες δοκάρια και υποστυλώματα, δεν είναι δόκιμη. Ένας σεισμός μπορεί να καταδείξει τους κόμβους ως ευπαθείς, είτε επειδή στη φάση της μελέτης δεν έχει διερευνηθεί η τοπική έντασή τους, είτε κατά την κατασκευή, όπου οι οπλισμοί που συντρέχουν γίνονται αιτία κακής σκυροδέτησης (βλ. εικόνα 17), (Δρίτσος, 2005, σ.25).



*ΕΙΚΟΝΑ 17: Αποδιοργάνωση ακραίου & μεσαίου κόμβου (Δρίτσος, 2005, σ.25).*

### 3.2.5 Βλάβες σε τοιχώματα

Όπως και στα υποστυλώματα, ανακυκλιζόμενη σεισμική δράση διατμητικής φύσεως μπορεί να προκαλέσει εκατέρωθεν μετακινήσεις τριγωνικών τμημάτων του τοιχώματος με συνέπεια τη βράχυνση και την αδυναμία παραλαβής κατακόρυφων φορτίων. Ως αιτία εντοπίζεται η λάθος μόρφωση και ανεπάρκεια των οπλισμών (κάτι που ο ΕΚΩΣ 2000 προλαμβάνει με τη δημιουργία κρυφοῦποστυλωμάτων στα άκρα τοιχείου), καθώς επίσης και η χαμηλή ποιότητα σκυροδέματος (βλ. εικόνα 18), (Δρίτσος, 2005, σσ.26-28).



ΕΙΚΟΝΑ 18: Διατμητική βλάβη τοιχώματος (Δρίτσος, 2005, σ. 26).

### 3.2.6 Βλάβες σε τοιχοπληρώσεις

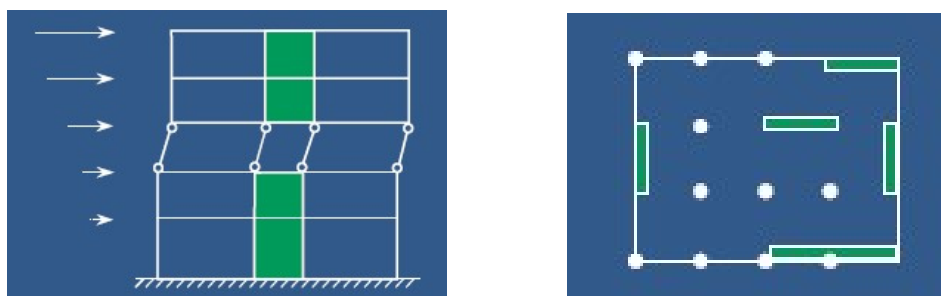
Μία καλά δομημένη τοιχοπλήρωση, σφηνωμένη περιμετρικά σε πλαίσιο με ασθενή κατακόρυφα στοιχεία, μπορεί να εμφανίσει ρωγμή τύπου χιαστί που ξεκινάει από το κέντρο και επεκτείνεται στα άκρα. Αυτό γίνεται στην περίπτωση σεισμικής φόρτισης παράλληλης με τη φορά της τοιχοπλήρωσης, οπότε η βλάβη αυτή ταυτοποιείται ως διατμητική.

### 3.3 Προβλήματα στη γεωμετρία του κτιρίου

Σήμερα είναι γνωστό, ότι πολλές από τις υφιστάμενες κατασκευές με έντονη μεταβολή δυσκαμψίας καθ' ύψος (κτίρια με Pilotis ή με καταστήματα στο ισόγειο), όπου η δημιουργία μαλακού ορόφου είναι πολύ πιθανή, είναι ιδιαίτερα ευάλωτες σε έναν ισχυρό σεισμό.

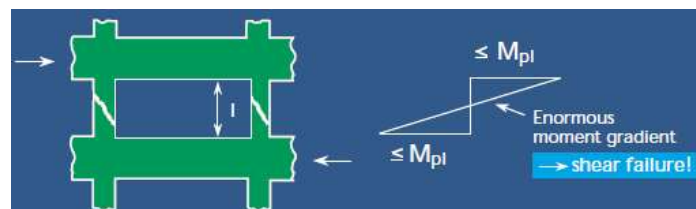


Επίσης, εκκεντρότητες από ακανόνιστη κατανομή των δυσκαμψιών των κατακόρυφων μελών του δομήματος ή από ‘υποτιθέμενη’ μη συνεργασία των τοιχοπληρώσεων με το δομικό σύστημα, επαυξάνουν την ένταση με στρεπτικές δυνάμεις και δημιουργούν ανομοιόμορφη κατανομή της σεισμικής καταπόνησης στο επίπεδο.



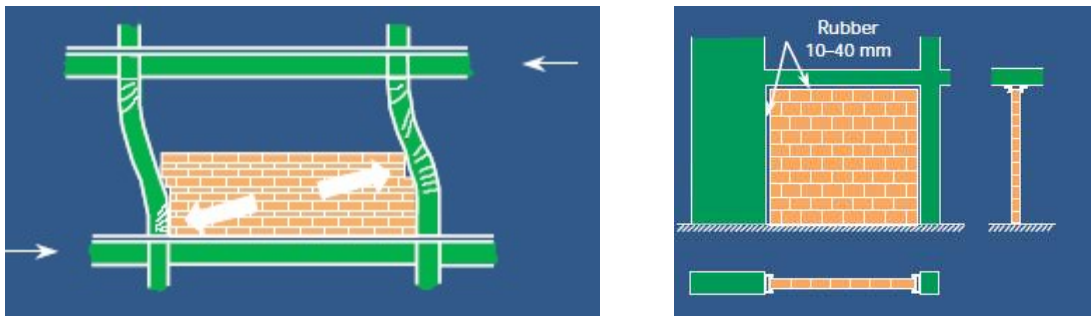
ΕΙΚΟΝΑ 19: Ακανόνιστες κατανομές δυσκαμψίας σε όψη και κάτοψη (Bachman, 2003)

‘Κοντά’ υποστυλώματα συναντώνται συχνά σε συνήθεις τύπους κατασκευών όπως σε περιμετρικά κατακόρυφα στοιχεία ημιπογείων, στην περίμετρο κλιμακοστασίων λόγω ενδιάμεσων στηρίξεων της κλίμακας, σε καταστήματα με πατάρια ή σε βιομηχανικούς χώρους όπου ισχυρές περιμετρικές τοιχοπληρώσεις σταματούν χαμηλότερα από τη στάθμη της δοκού για τη δημιουργία φεγγιτών. Σήμερα, έχει πλέον συνειδητοποιηθεί ότι τα στοιχεία αυτά, όχι μόνο καταπονούνται με μεγαλύτερη διατμητική ένταση λόγω της μεγαλύτερης δυσκαμψίας τους, αλλά έχουν και μικρότερη διατμητική αντοχή.



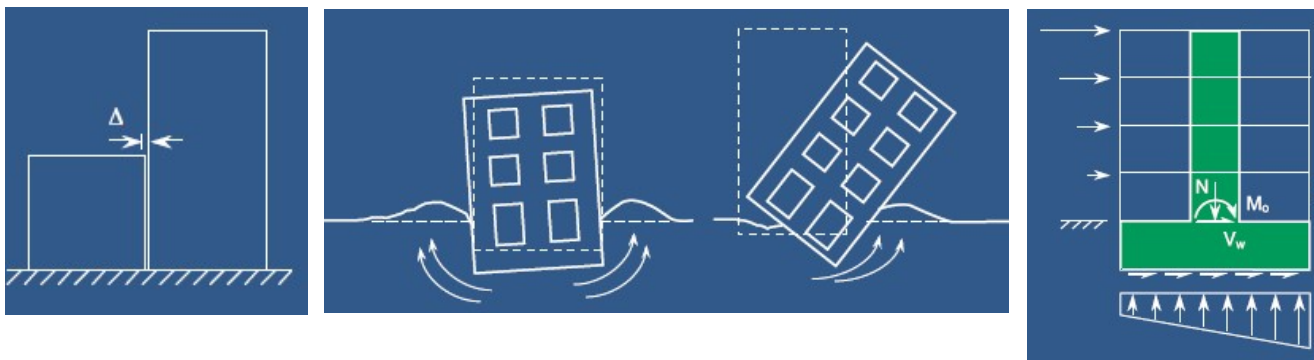
ΕΙΚΟΝΑ 20: Κοντό υποστύλωμα & διατμητική αστοχία (Bachman, 2003)

Βλάβες επίσης μπορούν να παρουσιαστούν λόγω δυσμενούς επίδρασης των τοιχοπληρώσεων στα περιβάλλοντα δομικά στοιχεία. Υπάρχουν δύο περιπτώσεις αστοχιών αυτού του τύπου. Η πρώτη αφορά τη δυσμενή επίδραση στα περιβάλλοντα υποστυλώματα λόγω των πρόσθετων δυνάμεων που ασκούνται σε αυτά μετά τη ρηγμάτωση της τοιχοποιίας. Στη δεύτερη περίπτωση, όπου η τοιχοπλήρωση καλύπτει τμήμα μόνο του φαντώματος του πλαισίου, το στατικό σύστημα στήριξης της δοκού οροφής μπορεί να είναι εντελώς διαφορετικό από αυτό που έγινε αποδεκτό στην ανάλυση και ως εκ τούτου δημιουργούνται περιοχές με απρόβλεπτα υψηλότερες καταπονήσεις απ’ ότι η αρχική εκτίμηση (βλ. εικόνα 21). Γενικά οι περιοχές σύνδεσης ισχυρών και αδύνατων στοιχείων του φορέα είναι εν γένει ευάλωτες.



*ΕΙΚΟΝΑ 21: Δυσμενής επιρροή τοιχοπλήρωσης σε πλαίσιο και ορθή αντιμετώπισή -εφόσον πρόκειται για μη φέρον στοιχείο- με δημιουργία περιμετρικού αρμού (Bachman, 2003).*

Τέλος, υπενθυμίζεται ότι συχνά παρουσιάζονται βλάβες είτε λόγω πρόσκρουσης (κατά τη σεισμική διέγερση) με γειτονικό κτίριο είτε λόγω προβλημάτων στη θεμελίωση (βλ. εικόνα 22).



*ΕΙΚΟΝΑ 22: Δημιουργία αρμού μεταξύ κτιρίων & αντιμετώπιση προβλημάτων θεμελίωσης με πασσάλους ή με δύσκαμπτο υπόγειο (Bachman, 2003).*

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 4

### ΤΟ ΥΠΟ ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΚΤΙΡΙΟ ΣΤΟ ΣΕΙΣΜΟ ΤΟΥ '99

#### 4.1 Ο σεισμός της Αθήνας το 1999

##### 4.1.1 Γενικά

Ο σεισμός της 7ης Σεπτεμβρίου 1999 προήλθε από ένα αχαρτογράφητο ρήγμα μικρού εστιακού βάθους (9 ~14 χλμ.) στην περιοχή ανάμεσα στις Αχαρνές Αττικής και τον Εθνικό Δρυμό Πάρνηθας. Το μέγεθός του υπολογίστηκε σε 5,9 με 6,0 βαθμούς της κλίμακας ρίχτερ και διήρκεσε συνολικά 15 δευτερόλεπτα. Είχε ως τραγική συνέπεια 145 θύματα, αριθμό που ξεπερνά κάθε άλλη φυσική καταστροφή που έχει συμβεί στην Ελλάδα τα τελευταία 50 χρόνια. Το αρνητικό ρεκόρ συνεχίστηκε με το κόστος των ζημιών να φτάνει τα 3 δισεκατομμύρια ευρώ. Υπήρχαν λοιπόν σοβαρά κίνητρα για να μελετηθεί το φαινόμενο σε όλη του την έκταση και τη συνέχεια να ληφθούν τα απαραίτητα μέτρα.

Όπως προαναφέρθηκε, το σημαντικότερο βήμα προς τα εμπρός ήταν η ανανέωση του Αντισεισμικού Κανονισμού. Από που αντλήθηκαν όμως τα δεδομένα που οδήγησαν σε μια τέτοια συντεταγμένη ενέργεια;

##### 4.1.2 Δεδομένα & εκτιμήσεις

Συνοπτικά τα στοιχεία προέκυψαν από:

- Τα δημοσιευμένα σεισμολογικά ευρήματα ως προς το σεισμογόνο χώρο, το μηχανισμό γενέσεως του σεισμού, και το σχετικό προσανατολισμό της πλειόσειστης περιοχής.
- Τα καταγραφέντα επιταχυνσιογραφήματα στην Αθήνα.
- Την έκταση των βλαβών και τη γεωγραφική τους κατανομή.
- Τις παρατηρηθείσες αστοχίες, ακόμη και μικρές βλάβες μερικών απλών δομημάτων με "σαφή" στατική λειτουργία.
- Τα στοιχεία από γεωτεχνική και γεωλογική καταγραφή του υπεδάφους, και της τοπογραφικής αποτύπωσης του ανάγλυφου σε θέσεις εντός της πλειόσειστης περιοχής.

Πιο αναλυτικά, οι τιμές των επιταχύνσεων καταγράφηκαν από τα τέσσερα επιταχυνσιογραφήματα στην ευρύτερη περιοχή των Αθηνών (Σεπόλια, Μοναστηράκι, ΚΕΔΕ, Σύνταγμα) και έδωσαν μέγιστες τιμές 0.36 g, 0.51g, 0.31g, και 0.25 g, αντιστοίχως. Οι υψηλές αυτές τιμές επιτάχυνσης αποτέλεσαν εκ πρώτης όψεως έκπληξη, δεδομένου ότι οι περιοχές

στις οποίες καταγράφηκαν απέχουν 10 χιλιόμετρα περίπου από το πλησιέστερο άκρο του σεισμολόγου ρήγματος και επιπλέον δεν ανήκουν στην πλειόσειστη ζώνη. Ωστόσο φθίνουν ταχύτητα συναρτήσεως της περιόδου, κάτι που εξηγεί την πολύ μικρή έκταση των βλαβών στις περιοχές αυτές.

Η γεωγραφική κατανομή της έντασης των βλαβών αποδείχθηκε εντελώς ανομοιομορφή, ακόμη και από γειτονιά σε γειτονιά. Τα αίτια της ανομοιομορφίας σχετίζονται κυρίως με τον μηχανισμό διαρρήξεως, τη θέση και τον προσανατολισμό της κάθε περιοχής, καθώς επίσης και με τις επικρατούσες γεωλογικές και τοπικές εδαφικές συνθήκες. Ένα παράδειγμα αναφορικά με το τελευταίο είναι οι εδαφοδυναμικές αναλύσεις της κυματικής διέλευσης που έδωσαν ενίσχυση των επιταχύνσεων (κατά 50%~60%) στα εδαφικά προφίλ στις περιοχές Άνω Λιόσια και Αδάμες. Έτσι, με έμμεσους υπολογισμούς (αφού, ελλείψει επιταχυνσιογράφων, δεν υπήρξε καμία καταγραφή), στις περιοχές της πλειόσειστης ζώνης οι επιταχύνσεις κυμάνθηκαν μεταξύ 0.30g και 0.70g. Το φαινόμενο αυτό θα πρέπει να αποδοθεί στο σχετικά υψίσυχο φασματικό περιεχόμενο του κραδασμού το οποίο δημιούργησε προϋποθέσεις "συντονισμού" στα πιο "εύκαμπτα" από τα εδαφικά προφίλ που ανήκουν στην κατηγορία Α του αντισεισμικού κανονισμού (σκληρά-πυκνά εδάφη, ή μαλακοί εξαλλοιωμένοι βράχοι).

Οι διαφοροποιήσεις στην έκταση των βλαβών σε μικρότερη κλίμακα (της τάξεως του 1-2 χιλιομέτρων), αποδίδονται σε μεγάλο βαθμό στο "συντονιστικό" ρόλο του εδάφους.

Βέβαια σε περιοχές κτισμένες σε επιφανειακή εκδήλωση βράχου, οι επιταχύνσεις ήταν πολύ μικρότερες κάτι που εξηγεί την ανυπαρξία σοβαρών βλαβών στο Καματερό (δίπλα στα Άνω Λιόσια), στον Προφήτη Ηλία (μεταξύ Άνω Λιοσίων και Μενιδίου) και στο δυτικό τμήμα της Αργυρούπολης.

Το επίπεδο του ρήγματος είχε διεύθυνση N-NA. Αξιοσημείωτο είναι ότι η διάρρηξη διαδόθηκε προς τα πάνω, με μεγαλύτερο πλήθος μετασεισμών στο ανατολικό τμήμα του ρήγματος, δηλ. προς την Αθήνα τις οποίες, παρά τα φαινόμενα κατευθυντικότητας και δείχνει να σταμάτησε το Αιγάλεω όρος. Το βουνό πιθανότατα λειτούργησε ως φραγμός, αφού ο άξονάς του είναι σχεδόν κάθετος προς την διεύθυνση του ρήγματος (Γκαζέτας κ. συν., 2001).

### 4.1.3 Οι βλάβες στα κτίρια

Οι δομητικές βλάβες ήταν εκτεταμένες στα βόρεια και βορειοδυτικά προάστια τής Αθήνας : περίπου 80 κατοικίες & κτίρια βιομηχανικής χρήσης κατέρρευσαν και περισσότερα από 1.000 κτίρια έπαθαν μή-επισκευάσιμες βλάβες.

Ο πίνακας που παρατίθεται στη συνέχεια δίνει μια εικόνα της κατανομής του μεγέθους των βλαβών στις άμεσα πληττόμενες περιοχές. Αρχικά παρατηρείται ότι, ανεξαρτήτως απόστασης από το επίκεντρο, οι ελάχιστες βλάβες των κτιρίων ήταν παντού σχεδόν στο ίδιο επίπεδο (VI~VII). Οι μέγιστες βλάβες από την άλλη, εμφανίζουν μεγάλο εύρος κατανομής, με τα Λιόσια και τις Αχαρνές να έχουν πολύ σοβαρότερες κρίσιμες βλάβες σε σχέση με αντίστοιχες στην Πετρούπολη ή το Περιστέρι.

**Ένταση Βλαβών κατά την Τροποποιημένη Κλίμακα Mercalli στις περιοχές Καταρρεύσεων με Θύματα, συγκρινόμενη με τις βλάβες σε τέσσερεις γειτονικές περιοχές σχετικώς ελαχίστων βλαβών**

Περιοχή Σύμβολο	Όνομα	Παρατηρηθείσα Μέγιστη**	MMI Ελάχιστη	Απόσταση από το ρήγμα* (km)
α	Άνω Λιόσια	IX <sup>-</sup>	VII	0 – 3
β	Αχαρνές	IX <sup>-</sup>	VII	2 – 5
γ	Χελιδονού	IX <sup>-</sup>	VII	5 – 7
δ	Μεταμόρφωση	VIII	VII <sup>-</sup>	6 – 7
ε	Αδάμες	IX <sup>-</sup>	VII <sup>+</sup>	8 – 9
στ	Καματερό	VII	VI <sup>+</sup>	4 – 5
ζ	Πετρούπολη	VII <sup>+</sup>	VI <sup>+</sup>	6 – 7
η	Νέα Λιόσια	VIII	VII	7 – 8
θ	Περιστέρι	VII <sup>+</sup>	VII	8 – 9

\*Το εύρος στην απόσταση οφείλεται όχι μόνον στην έκταση (εμβαδόν) τής κάθε περιοχής, αλλά και στις διαφορετικές σεισμολογικές απόψεις για την ρηξιγενή ζώνη και την προβολή της στην επιφάνεια

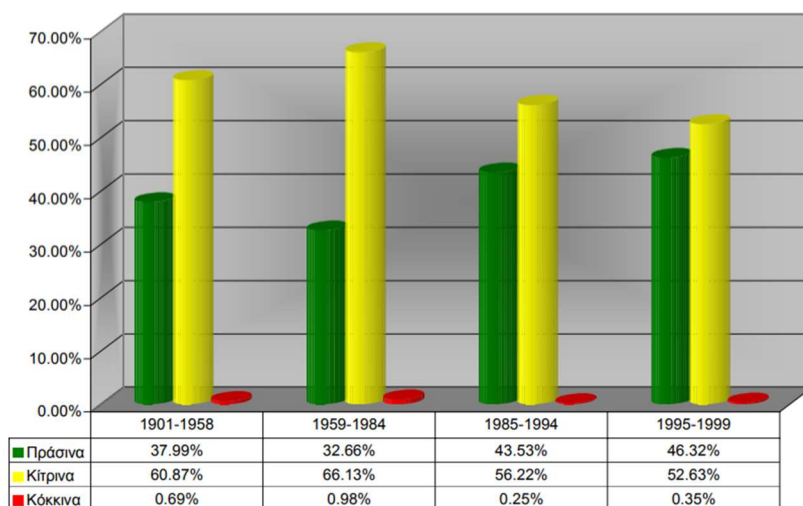
\*\* Η μέγιστη ένταση θεωρείται εδώ ως IX<sup>-</sup>, αν και πολλοί άλλοι μελετητές την θεωρούν ίση με IX. Η απόφασή μας επηρεάστηκε από τις αναλύσεις της Επιτροπής Διερεύνησης των Αιτίων των Καταρρεύσεων με Ανθρώπινα Θύματα

EΙΚΟΝΑ 23: Συσχέτιση μεγέθους βλαβών - απόστασης από το επίκεντρο.

Όπως προκύπτει από την εικόνα 23, σε μία μέση κατάσταση είναι η περιοχή της Μεταμόρφωσης, όπου σημειωτέον κατέρρευσαν 4 κτίρια<sup>10</sup>. Στα νοτιοανατολικά όρια του δήμου Μεταμόρφωσης, ξεκινάει το Παλαιό Ηράκλειο όπου και βρίσκεται το κτίριο μελέτης της παρούσας εργασίας.

Όλες οι προαναφερθείσες καταρρεύσεις συνέβησαν σε μια ακτίνα 1,5 με 2,5 χιλιομέτρων από το μελετούμενο κτίριο. Εδώ επίσης να σημειωθεί ότι το Ηράκλειο ανήκε στη δεύτερη “ομάδα” δήμων που χαρακτηρίστηκαν ως σεισμόπληκτοι βάσει μιας σειράς κυβερνητικών αποφάσεων<sup>11</sup>. Φυσικά είχε προηγηθεί η απόφαση που περιελάμβανε όλες τις περιοχές του παραπάνω πίνακα, ενώ στην πορεία ακολούθησαν και άλλοι δήμοι που, αν και μακρύτερα από το επίκεντρο, είχαν κτίρια στα οποία εμφανίστηκαν βλάβες.

Ο σεισμός αυτός εξέθεσε ως επί το πλείστον όλα εκείνα τα κτίρια της δεκαετίας του ‘70 και του ‘80 όπου τα ισόγειά τους ήταν Pilotis. Οι επιταχύνσεις για τις οποίες είχαν σχεδιαστεί βάσει του παλαιού κανονισμού ήταν πολύ χαμηλότερες από αυτές που κλήθηκαν να παραλάβουν (βλ. εικόνα 24).



*ΕΙΚΟΝΑ 24: Τα κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα της περιόδου ‘59~ ‘84 εμφανίζονται προβληματικά, ακόμα και κατά τη φάση των αυστηρότερων δευτεροβάθμιων ελέγχων από τις αρμόδιες επιτροπές. Οι στήλες με τις χρονολογίες συμπίπτουν με αναθεωρήσεις των αντισεισμικών κανονισμών.*

Ενδιαφέρον επίσης ο συσχετισμός των βλαβέντων κτιρίων με το πλήθος ορόφων. Τα τριώροφα κτίρια κατέχουν τη χειρότερη θέση στα κίτρινα, όσα δηλαδή χρήζουν επισκευών (βλ. εικόνα 25).

<sup>10</sup> Γκιώνας 4, Τατοΐου 131-133 & Κώ 3, Τατοΐου & Αρτέμιδος (ξενοδοχείο Ιβίσκος), Χρυσολωρά & Ψυχάρη 21

<sup>11</sup> 20/09/1999 - ΚΥΑ 3992/ΤΠ31

	ΜΟΝΟΡΟΦΑ		ΔΙΩΡΟΦΑ		ΤΡΙΩΡΟΦΑ		ΤΕΤΡΑΩΡΟΦΑ		ΠΕΝΤΑΩΡΟΦΑ		ΕΞΑΩΡΟΦΑ		ΕΦΤΑΩΡΟΦΑ	
	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%	ΚΤ.	%
ΠΡΑΣΙΝΑ	1246	31,0	1576	34,6	1565	28,8	275	30,8	79	39,5	17	29,3		
ΚΙΤΡΙΝΑ	2471	61,5	2884	63,1	3754	69,1	612	68,5	121	60,5	40	69,0		
ΚΟΚΚΙΝΑ	283	7,0	80	1,8	95	1,7	6	0,7			1	1,7		

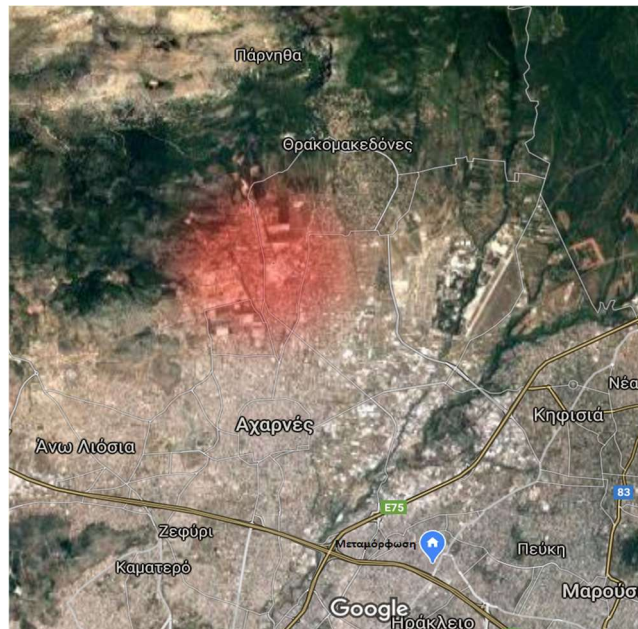
*ΕΙΚΟΝΑ 25: Βλαβέντα κτίρια ανά όροφο όπως καταγράφηκαν από το Δευτεροβάθμιο έλεγχο. Εδώ θυμίζεται ότι το κτίριο της παρούσας εργασίας είναι τριώροφο επί pilotis.*

Εντύπωση επίσης προκαλεί το πολύ υψηλό ποσοστό μονορόφων που χαρακτηρίστηκαν ως κόκκινα. Η υψίσυχη φύση του σεισμού τον κατέστησε δυσμενή για τις δύσκαμπτες κατασκευές. Τέτοιες είναι και οι κατασκευές φέρουσας τοιχοποιίας, όπου μόνο το 29,5% εξ'αυτών κρίθηκε άμεσα κατοικήσιμο<sup>12</sup>.

## 4.2 Το υπό διερεύνηση κτίριο

### 4.2.1 Γενικά

Το κτίριο της παρούσας μελέτης είναι μια τριώροφη οικοδομή επί Pilotis και βρίσκεται στα βορειοδυτικά όρια του Δήμου Ηρακλείου Αττικής (βλ. εικόνα 26).



*ΕΙΚΟΝΑ 26: Η θέση του κτιρίου στο χάρτη.*

<sup>12</sup> Αντισεισμική πολεοδομική θωράκιση Δυτικής Αθήνας & σχέδιο αντιμετώπισης έκτακτων αναγκών(σ.29).

Κατοικήθηκε για πρώτη φορά το 1985, αλλά οι άδειες και οι μελέτες του υποβλήθηκαν στα τέλη της δεκαετίας του '70. Αυτό σημαίνει ότι οι κανονισμοί που χρησιμοποιήθηκαν για το στατικό του κομμάτι είναι:

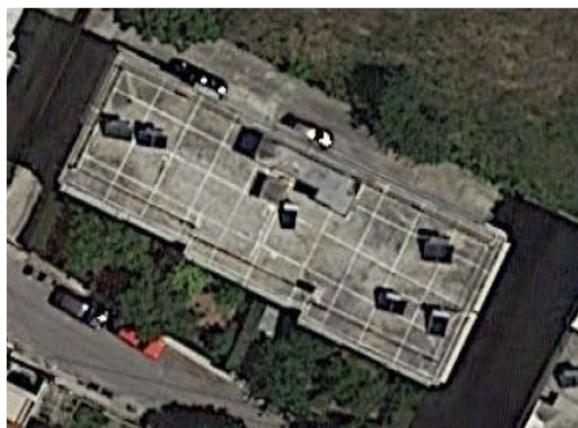
- Ο Αντισεισμικός του 1959
- Ο Κανονισμός Οπλισμένου Σκυροδέματος του 1954
- Ο Κανονισμός Φορτίσεων του 1946

Οι παραδοχές του Φέροντος Οργανισμού είναι:

- Σκυρόδεμα ποιότητας B160 (θλιπτική αντοχή κυβικού δοκιμίου 12 MPa)
- Ποιότητα χάλυβα St. III (όριο διαρροής 400~450 MPa) για πλάκες - δοκούς και St. I για τα υποστυλώματα (όριο διαρροής 220~350 MPa). Η χρήση υποδεέστερης ποιότητας χάλυβα για τα υποστυλώματα ήταν συνήθης πρακτική για την εποχή.
- Συντελεστής σεισμικής επιτάχυνσης  $\varepsilon=0,04$
- Επιτρεπόμενη τάση εδάφους  $\sigma=2,50 \text{ kg/m}^2$

Οι παραδοχές των φορτίων:

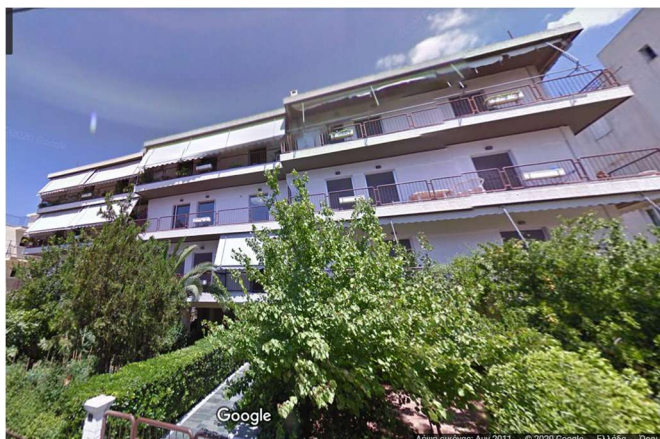
- Επικαλύψεις πλακών  $80 \text{ kg/m}^2$
- Ωφέλιμα γενικά  $200 \text{ kg/m}^2$
- Ωφέλιμα εξωστών  $500 \text{ kg/m}^2$
- Ωφέλιμα κλιμάκων  $350 \text{ kg/m}^2$
- Δρομική οπτοπλινθοδομή  $210 \text{ kg/m}^2$
- Μπατική οπτοπλινθοδομή  $320 \text{ kg/m}^2$



*ΕΙΚΟΝΑ 27: Άποψη του κτιρίου από το δορυφόρο του Google Maps.*

Όπως φαίνεται και από την παραπάνω εικόνα (εικ. 27) το κτίριο είναι κανονικό, ορθογωνικού σχήματος, με αναλογία μικρής προς μεγάλη πλευρά περίπου 1:3. Τα υποστυλώματα στο ισόγειο έχουν διαφορετικό ύψος ώστε να ακολουθούν την κλίση του εδάφους (βλ. εικόνα 29).





*ΕΙΚΟΝΑ 28: Πρόσοψη.*



*ΕΙΚΟΝΑ 29: Πρόσοψη με εμφανή την κλίση του δρόμου. Το ισόγειο έκλεισε μετά από επεμβάσεις ενίσχυσης.*

## **4.2.2 Ο φέρων οργανισμός**

### **4.2.2.1 Υποστυλώματα & δοκοί**

Το κτίριό είναι μια συνηθισμένη -με ό,τι αυτό συνεπάγεται- για την εποχή του κατασκευή από οπλισμένο σκυρόδεμα, διαστάσεων  $M \times \Pi = 30 \times 9$  μέτρα . Η κάτοψη είναι τυπική και στους τρεις ορόφους. Οι στηρίξεις είναι κυρίως τετραγωνικά υποστυλώματα, πλευράς 0,40~0,60m. , κατανομημένα ομοιόμορφα σε όλη την κάτοψη. Η διατομή των υποστυλωμάτων απομειώνεται κλιμακωτά καθ' ύψος φτάνοντας μέχρι τα 0,30m. στην ανώτερη στάθμη του τρίτου ορόφου και τα 0,20m. για την απόληξη δώματος. Οι δοκοί ποικίλουν, με πιο συχνά χρησιμοποιημένες διατομές τις  $\Delta 20/50$  &  $\Delta 20/60$  αλλά και αρκετές  $\Delta 15/50$ , τέτοιου δηλαδή πάχους που συναντώνται μόνο σε παλιές κατασκευές. Επίσης υπάρχουν και αρκετές έμμεσες στηρίξεις, δηλαδή δοκοί επί δοκών.

#### **4.2.2.2 Ιδιαιτερότητες & τρωτά σημεία**

Ένα μεγάλο αρνητικό είναι η έλλειψη τοιχωμάτων σε οποιαδήποτε από τις δύο διευθύνσεις, όπου και θα μπορούσαν να παραληφθούν τυχόν οριζόντιες δυνάμεις. Η pilotis είναι ανοιχτή σε όλη της την περίμετρο οπότε και είναι ξεκάθαρη η περίπτωση μαλακού ορόφου, προμηνύοντας έτσι τη δυσμενή σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου.

Το μοναδικό τοίχειο οπλισμένου σκυροδέματος που συναντάται σε κάποιο φάτνωμα, είχε κυρίως κατασκευαστική και όχι στατική σημασία, μιας και ο ρόλος του ήταν η αντιστήριξη εδαφών σε μικρό ύψος. Η μόρφωσή του μέχρι το μέσον περίπου του ύψους του ανοίγματος και φυσικά χωρίς αρμούς στις θέσεις επαφής του με τις κατακόρυφες στηρίξεις, είναι καθοριστική για την λειτουργία των τελευταίων ως κοντά υποστυλώματα.

Ύστερα από αναζήτηση που έγινε στα διατιθέμενα σχέδια & τεύχος της αρχικής μελέτης, διαπιστώθηκε δυστυχώς ότι δεν γίνεται καμία αναφορά -οπότε και δεν υπάρχει καμία πρόνοια- για το τοίχειο αυτό. Συμπεραίνεται λοιπόν πως πρόκειται για πρωτοβουλία κατασκευαστή & ιδιοκτήτη, μιας και με τον τρόπο αυτό θα προέκυπτε μια επιπλέον θέση στάθμευσης χωρίς ιδιαίτερες απαιτήσεις για τη μόρφωσή της (ράμπα με κλίση κλπ.). Βέβαια το να χρεωθεί η “κακοτεχνία” αυτή σε μια επιτόλαιη απόφαση, δεν είναι εύλογο. Όντας (η κακοτεχνία αυτή) πλήρως εναρμονισμένη με την τάση της εποχής, μπορεί να υποθετηθεί πως ήταν γνωστή στους τότε μελετητές-μηχανικούς, για τους οποίους ωστόσο δεν έδειχνε να είναι σημείο άξιο προσοχής.

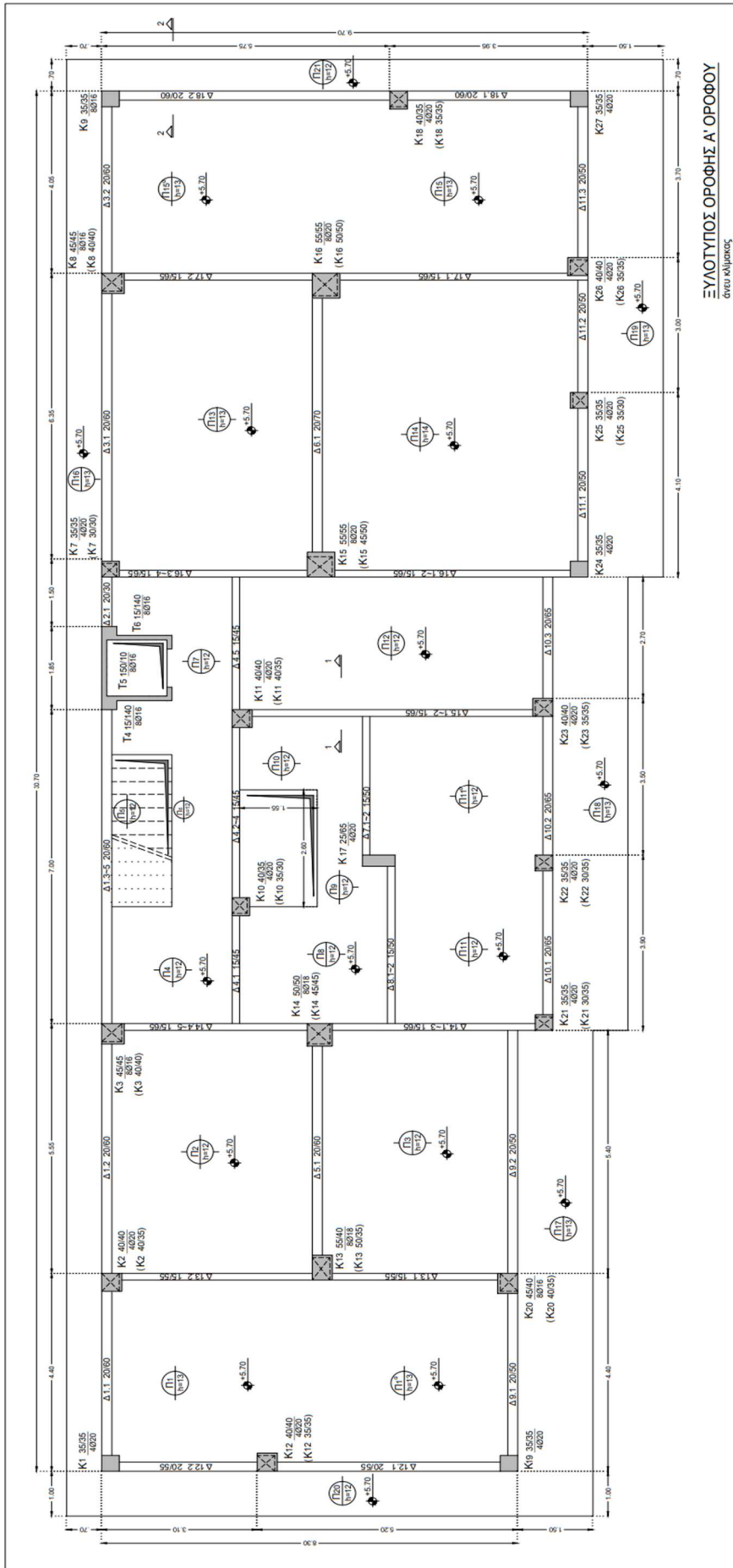
Για τη θεμελίωση υπάρχει μια εκτίμηση κατά προσέγγιση, όπως αυτή προέκυψε από τις αποκαλύψεις των πεδίων σε ύστερη φάση επισκευών. Δε φαίνεται να ξεπερνάει σε βάθος τα 0,50m. από τη στάθμη δαπέδου ισογείου, κάτι που επιτρέπει το συλλογισμό για ύπαρξη επιφανειακού βραχώδους υποβάθρου που εμπόδισε περαιτέρω εκσκαφές. Αξιοσημείωτη επίσης είναι η ύπαρξη συνδετήριων δοκών μεταξύ των πεδίων, γεγονός που αποτελεί καλή πρακτική, για τα δεδομένα της εποχής.

#### **4.3 Σχέδια ξυλοτύπων-οπλισμών**

Πιο κάτω παρατίθενται αναλυτικά σχέδια του φορέα της κατασκευής τα οποία πραγματοποιήθηκαν με το λογισμικό AutoCAD.

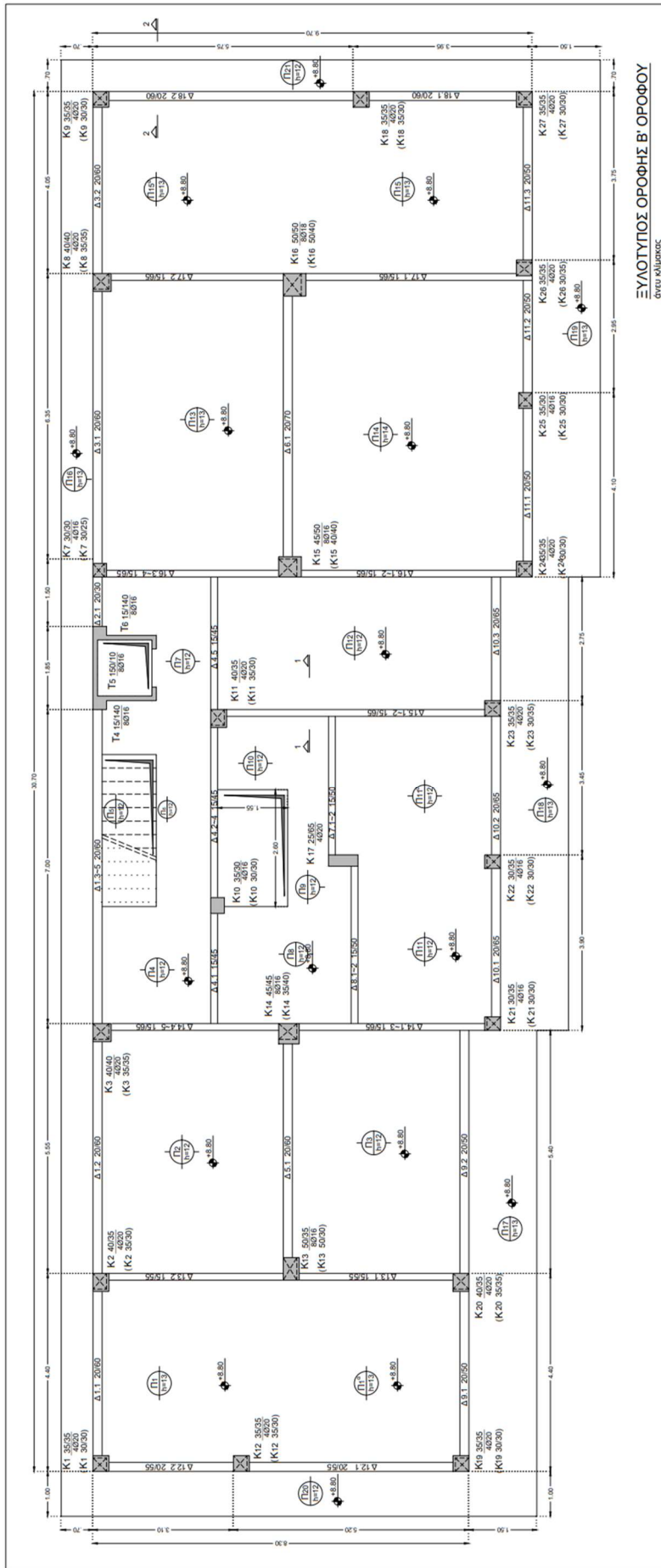




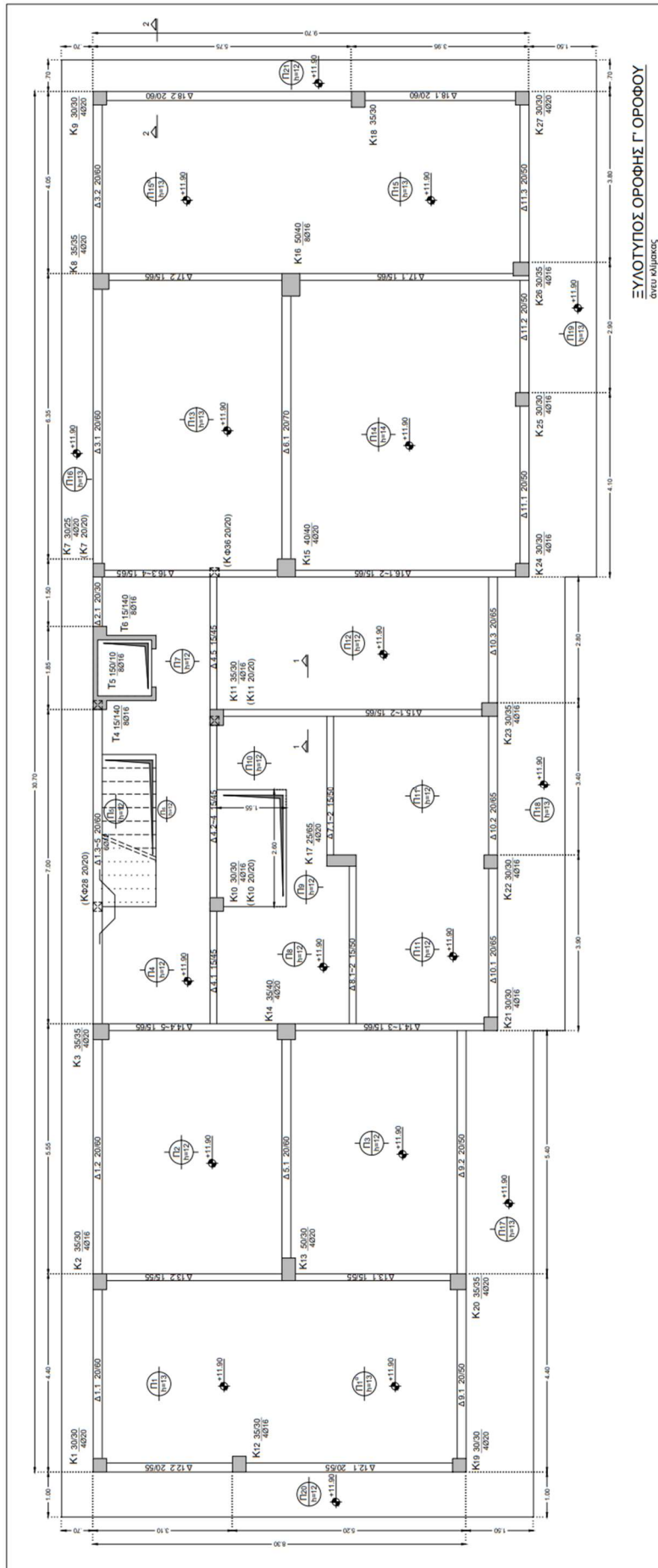


ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ Α' ΟΡΟΦΟΥ  
 όνου κλίμακας

ΕΙΚΟΝΑ 32: Ευλότυπος Οροφής Α' Ορόφου

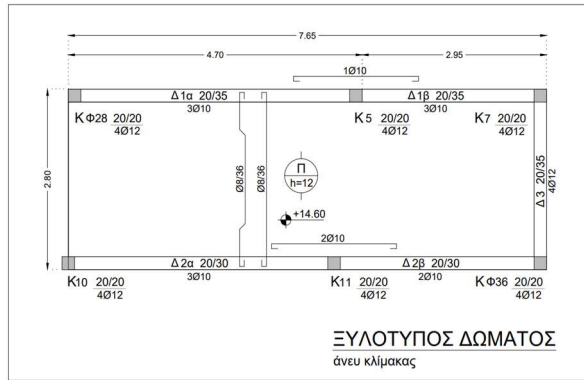


ΕΙΚΟΝΑ 33: Ευλότιπος Οροφής Β' Ορόφου

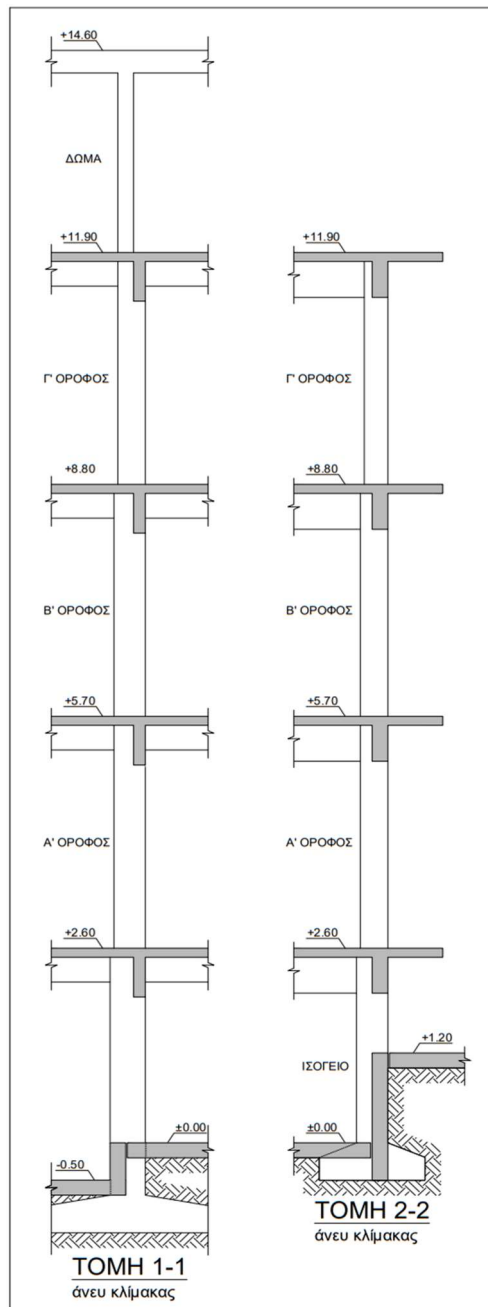


ΕΥΛΟΤΥΠΟΣ ΟΡΟΦΗΣ Γ' ΟΡΟΦΟΥ  
 ΣΥΝΕΚΚΛΗΜΑΤΟΣ

ΕΙΚΟΝΑ 34: Ευλότυπος Οροφής Γ' Ορόφου

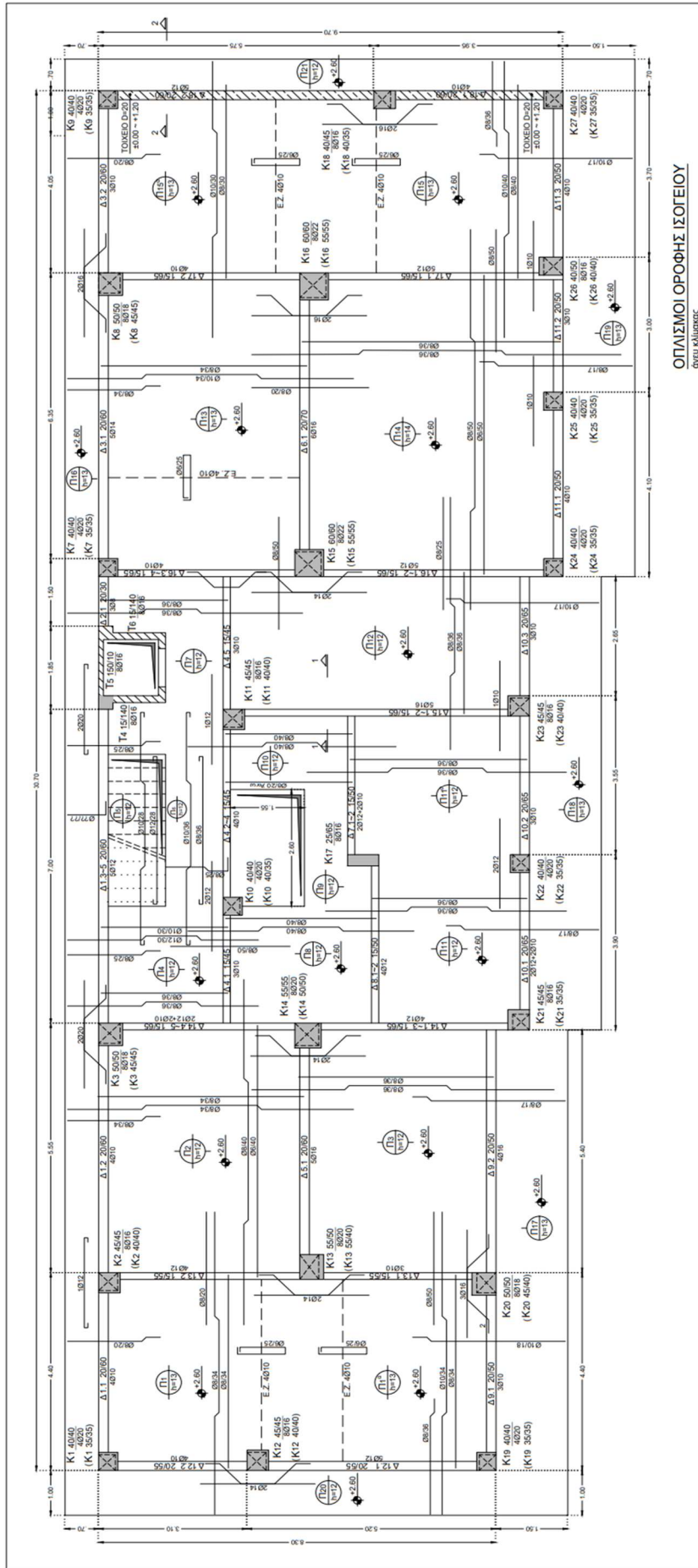


*ΕΙΚΟΝΑ 35: Ξυλότυπος Δώματος*



*ΕΙΚΟΝΑ 36: Στην Τομή 2-2 απεικονίζεται το τοίχειο μεταξύ των κοντών υποστυλωμάτων K9, K18 & K27.*





ΟΠΛΙΣΜΟΙ ΟΡΟΦΗΣ ΙΣΟΓΕΙΟΥ  
 άνευ κλίμακας

ΕΙΚΟΝΑ 37: Οπλισμοί πλακών και δοκών (τυπικό)

## 4.4 Οι βλάβες από το σεισμό και οι επισκευές

### 4.4.1 Γενικά

Το κτίριο χαρακτηρίστηκε ως κίτρινο από την αυτοψία που πραγματοποιήθηκε από τους αρμόδιους κρατικούς φορείς. Υπήρχαν δηλαδή βλάβες οι οποίες όμως ήταν επισκευάσιμες. Πέρα από κάποιες τριχοειδείς ρωγμές σε συναρμογές της τοιχοποιίας με το φέροντα οργανισμό, τα σοβαρότερα προβλήματα εντοπίστηκαν σε 3 υποστυλώματα της ισόγειας pilotis, που ευρισκόμενα σε σειρά, μαρτυρούσαν μια κοινή αιτία παθογένειας.

Πρόκειται για τα K9, K18 και K27, των οποίων τα μηχανικά χαρακτηριστικά αλλοιώθηκαν λόγω του εγκιβωτισμού τους σε τοιχείο μέχρι το μέσον του ύψους τους και το οποίο δεν προβλεπόταν στη μελέτη. Η μεταβολή της δυσκαμψίας τους, συνετέλεσε σε ψαθυρές μορφές αστοχίας, όπως μαρτυρούν διατμητικές και καμπτοδιατμητικές ρωγμές στην κεφαλή και στο μέσον τους.

Η επιλογή του μανδύα ως τρόπου ενίσχυσης είχε ως προαπαιτούμενο την αποκάλυψη των υφιστάμενων κατακόρυφων οπλισμών των υποστυλωμάτων, κάτι που έφερε στο φως την ελλiptή τους περίσφιξη με συνδετήρες. Οι τοπικές καθαιρέσεις στο δάπεδο του ισόγειου ήταν απαραίτητες για να την αγκύρωση των νέων οπλισμών των ενισχυόμενων μελών στα πέδιλα της θεμελίωσης, που και αυτά με τη σειρά τους θα δέχονταν ενισχύσεις. Η συνεργασία παλαιού και νέου σκυροδέματος θα διασφαλιστεί με την τοποθέτηση βλήτρων στη διεπιφάνεια.

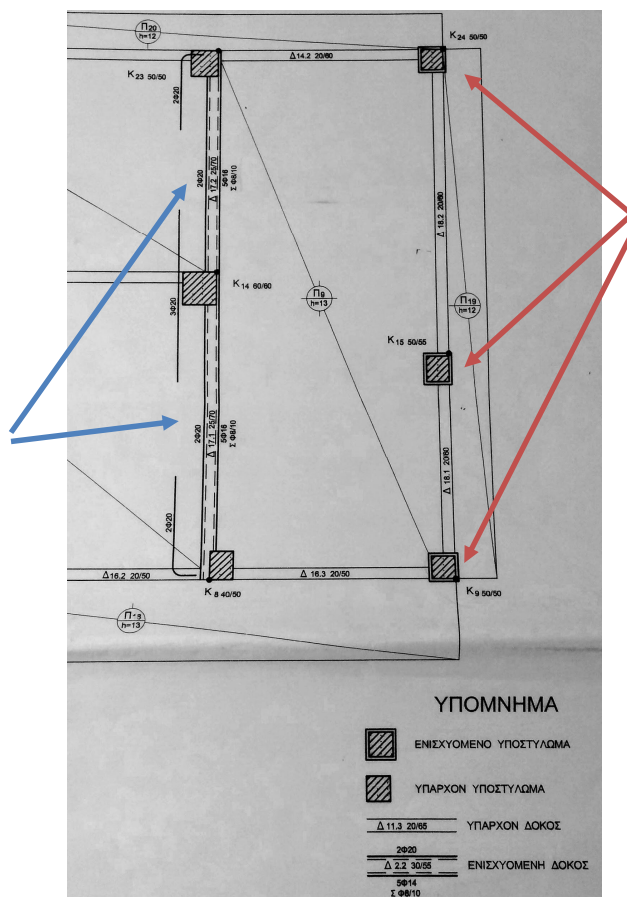
Σε αυτό το σημείο είναι που διαπιστώθηκε το σχετικά μικρό βάθος της υφιστάμενης θεμελίωσης, γεγονός που επιτρέπει τη θεώρηση ότι το τότε συνεργείο εκσκαφών δυσκολεύτηκε να προχωρήσει βαθύτερα αφού ήδη από πολύ νωρίς συνάντησε σκληρά υποστρώματα.

Οι εργασίες ενισχύσεων θα ολοκληρωθούν με το επιλεκτικό κλείσιμο με τοιχοποιία κάποιων φατνωμάτων στην περίμετρο της Pilotis, και ειδικά αυτών που βρίσκονται σε γωνίες στην περίμετρο της κατασκευής.

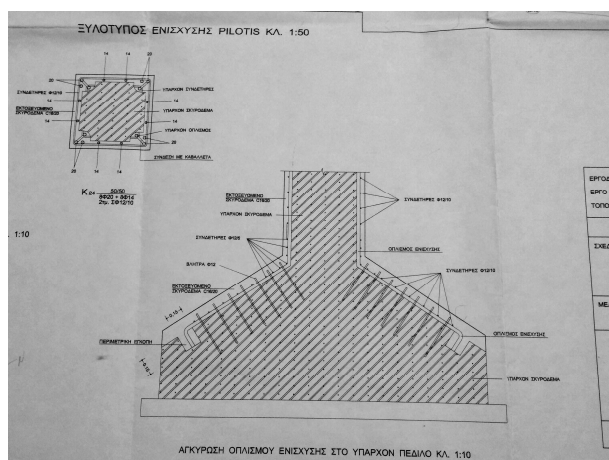
Τα φατνώματα μεταξύ των K9, K18 και K27 θα κλείσουν αυτή τη φορά σε ολόκληρο το ύψος των υποστυλωμάτων. Με τον τρόπο αυτό λοιπόν, αντιμετωπίστηκαν τα προβλήματα του μαλακού ορόφου και των κοντών υποστυλωμάτων.

#### 4.4.2 Οι ζημιές και οι επισκευές σε εικόνες

Η διαδικασία για αποκατάσταση των ζημιών από το σεισμό ξεκίνησε τον Οκτώβρη του 1999. Αρχικά, εκπονήθηκε μελέτη στην οποία όπως φαίνεται πέρα από τα υποστυλώματα, προέκυψε και η ανάγκη ενίσχυσης μερικών δοκών της οροφής ισογείου.

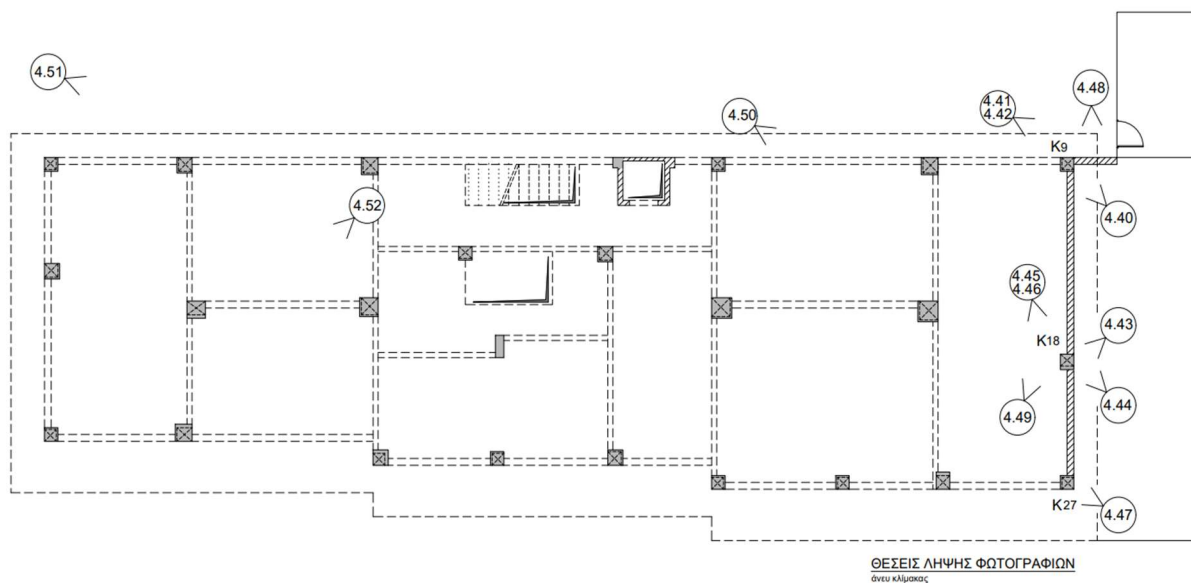


*ΕΙΚΟΝΑ 38: Τα K9, K14 & K24 είναι τα μόνα υποστυλώματα στην κάτοψη που ενισχύονται. Με μπλε ένδειξη οι ενισχυόμενες δοκοί.*



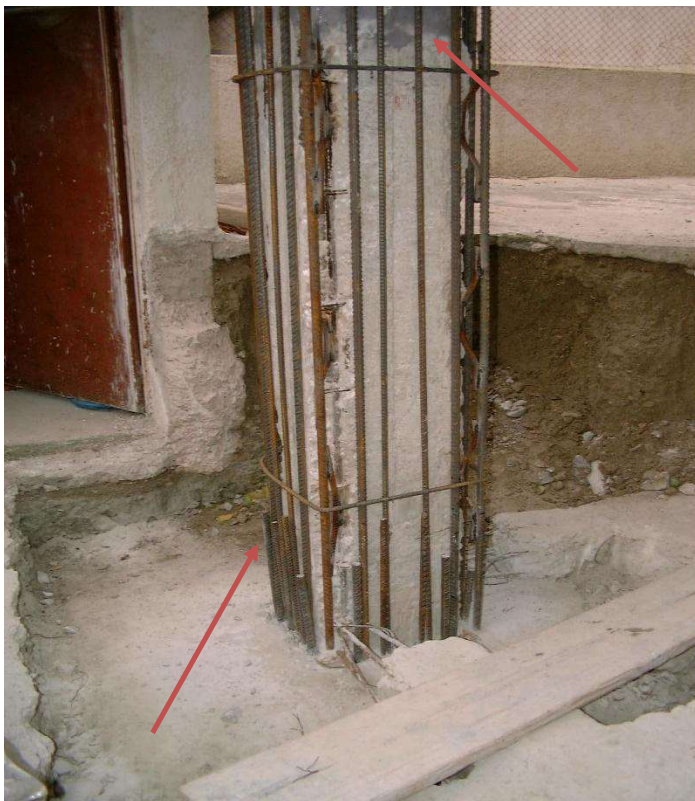
*ΕΙΚΟΝΑ 39: Οι ενισχύσεις έφταναν μέχρι τα πέδιλα θεμελίωσης των αντίστοιχων υποστυλωμάτων.*

Οι φωτογραφίες που ακολουθούν, δίνουν πλήρη εικόνα των εργασιών που ακολούθησαν:



*ΕΙΚΟΝΑ 4.40: Η Κ9 μετά την αποκάλυψη ολόκληρου του ύψους της. Ο διαφορετικός χρωματισμός περίπου στο μέσον της μαρτυρά το τμήμα που ήταν εγκιβωτισμένο στο τοιχείο.*

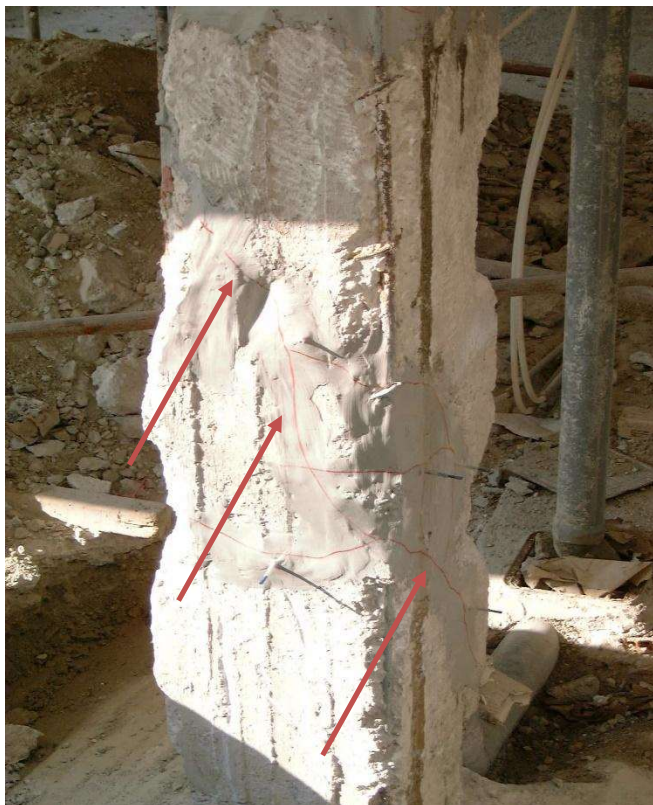
*Το τοιχείο, καθώς και τμήμα του υπερυψωμένου δαπέδου που αντιστήριζε, έχουν καθαιρεθεί, όπως φαίνεται στο κάτω μέρος της εικόνας. Σαφής είναι η οριζόντια καμπτική ρωγμή στην κεφαλή του υποστυλώματος.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.41: Η Κ9 μετά την εφαρμογή του μανδύα ενίσχυσης. Το πέδιλο έχει ήδη ενισχυθεί και σκυροδετηθεί, όπως φαίνεται από τις αναμονές που εξέχουν στη βάση της κολόνας. Στην κεφαλή του υποστύλωματος διακρίνουμε το ένεμα που εφαρμόστηκε στην οριζόντια ρωγμή.*

*ΕΙΚΟΝΑ 4.42: Εδώ διακρίνεται πλήρως το φάτνωμα δεξιά της Κ9. Το τοιχείο έφτανε μέχρι τη μέση, εκεί όπου φαίνεται το υπό καθαίρεση έδαφος & δάπεδο. Το σωστό θα ήταν να υπήρχε αρμός μεταξύ αυτού και του υποστύλωματος, αλλιώς αν ήταν σε επαφή, θα έπρεπε να φτάνει μέχρι την κάτω παρειά της δοκού οροφής ισογείου, της οποίας την κρέμαση βλέπουμε πάνω-δεξιά.*





*ΕΙΚΟΝΑ 4.43: Εφαρμογή ενέματος στις  
καμπτοδιατμητικές ρωγμές της Κ18.*

*ΕΙΚΟΝΑ 4.44: Εφαρμογή ενέματος στις  
καμπτοδιατμητικές ρωγμές της Κ18. Οι πορεία  
των ρωγμών (βλ. κόκκινες γραμμές),  
μαρτυρούν ανακυκλιζόμενη φόρτιση.*





*ΕΙΚΟΝΑ 4.45: Η K18 και η K27 στο βάθος. Στην πάγια σύνδεσης του νέου με τον υφιστάμενο οπλισμό, διακρίνουμε εκατέρωθεν τα τσέρκια του παλιού υποστυλώματος και τα οποία είναι αραιά τοποθετημένα (για τα σημερινά δεδομένα), ανά περίπου 0,20m. Ωστόσο ανταποκρίνεται στη μελέτη, οπότε εδώ δεν υπάρχει παρατηρία.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.46: Η K18 και η K27 στο βάθος. Η άνω παρειά του ενισχυόμενου θεμελίου είναι μερικά εκατοστά χαμηλότερα από το δάπεδο της pilotis, άρα το βάθος θεμελίωσης δεν είναι μεγάλο. Αριστερά βλέπουμε το τοίχείο, που έχει καθαιρεθεί για όσο μήκος χρειάζεται ώστε να γίνουν οι επεμβάσεις. Παρόμοιες καμπτοδιατμητικές ρωγμές στο μέσο και καμπτική ρωγή στη στέψη της K27.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.47: Οριζόντια καμπτική ρωγμή στη στέψη της K27.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.48: Η K9 και K18, K27 στο βάθος, όπως είναι σήμερα. Τα μεταξύ τους φατνώματα κλεισμένα με τοίχειο. Το υπερυψωμένο κομμάτι χρησιμοποιείται, όπως και παλαιότερα, σαν χώρος στάθμευσης.*





*ΕΙΚΟΝΑ 4.49: Η Κ18 και η Κ9 στο βάθος, όπως είναι σήμερα.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.50: Στο βάθος, δεξιά από τη ραφιέρα, διακρίνεται η Κ18 ανάμεσα στα κλειστά πλέον φατνώματα. Η λευκή πόρτα στο διάδρομο αριστερά, είναι η ίδια με αυτή που φαίνεται στις εικόνες 4.41 & 4.42 (στο σεισμό του '99 ήταν κόκκινη).*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.51: Τμήμα της περιμέτρου της pilotis σήμερα.*



*ΕΙΚΟΝΑ 4.52: Κλειστά φατνώματα στις γωνίες της περιμέτρου.*

#### 4.5 Το τεύχος υπολογισμών

Εφόσον υπάρχουν στη διάθεσή μας οι υπολογισμοί της μελέτης από το 1976, μπορούν να παρατεθούν μερικά αποσπάσματα:

ΟΙΚΟΔΟΜΗ *Αντ. Βαγριν*  
 ΚΕΙΜΕΝΗ ΕΝ *Π. Μπαρμιν*  
 Ο Δ Ο Σ *Τροισαί* ΑΡΙΘ.

**ΣΤΑΤΙΚΟΣ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΣ**  
 ΥΠΕΥΘΥΝΟΣ ΔΗΛΩΣΙΣ  
 ΚΑΙ ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΥ ΕΠΙΒΛΕΠΟΝΤΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΟΥ  
 ΤΩΝ ΣΤΑΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ

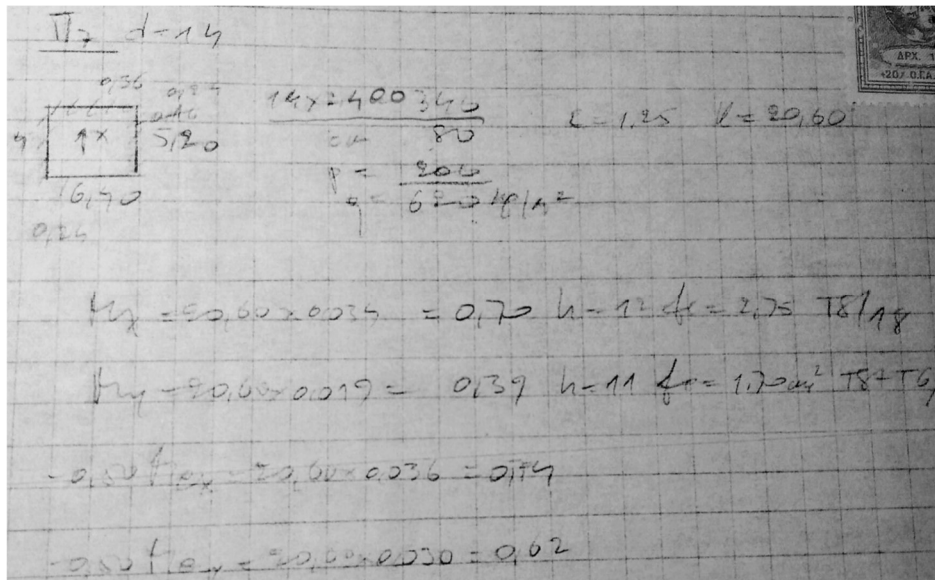
Ο υπογεγραμμένος *N. Λαζαρίδης* διπλωματούχος *Π.Μ.*  
 κερτημένος βάσει του Νόμου του δικαιώματος άσκησης του επαγγέλματος  
 κάτοικος *Μ. Μπαρμιν* οδός *Β. Μπαρμιν* αριθ. *7* τηλ.  
 Αριθ. αστυνομικής ταυτότητας και χρονολογία έκδοσας  
 Έκδοσις υπό του Παρτός Ασφαλείας η Έγκριτος Χωρικής  
 ΑΚΡΙΒΕΣ ΦΩΤ/ΦΟ  
 Αστυν. Τμήμα *23 ΙΑΝ. 2014* ΑΠΟ ΤΟ ΠΡΩΤΟΤΥΠΟ  
 αυξ. αριθμ. Μητρώου του Π.Γ.Α.Π. *ΤΟΥ ΑΡΧΗΓΟΥ*

ΥΠΟΚΕΙΤΑΙ ΕΙΣ  
 ΜΕΛΛΟΝΤΙΚΩΝ ΕΛΕΓΧΩΝ ΔΗΛΩΣΗ ΥΠΕΥΘΥΝΩΣ

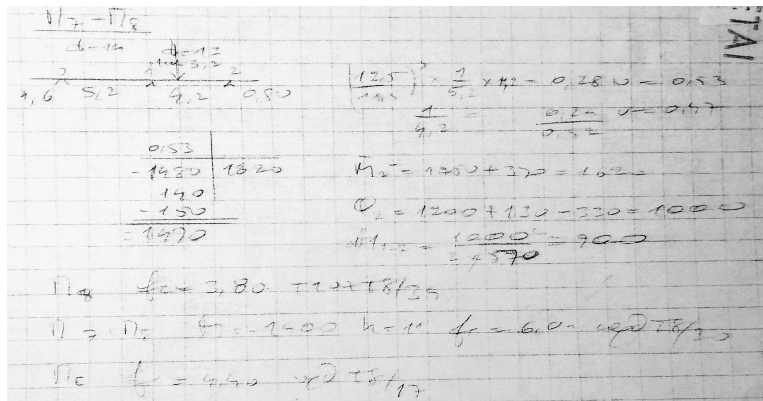
Α) Διά την περίπτωση φέροντος οργανισμού *Ασφαλιστικού Σκυροδέματος*  
 1) *Αναλαμβάνω* κατά την σύνταξιν της μελέτης, *συνεμορφώθη* πλήρως, προς τον εν ισχύι  
 σμένον σκυροδέματος, *α* και τον αντισεισμικόν Κανονισμόν οικοδομικών έργων.  
 2) *Ότι* αναλαμβάνω την πλήρη εθύνην διά την ακρίβειαν των υπολογισμών.  
 3) *Ότι* κατά την εκτέλεσιν θα προβώ εις την εγκαίριον και επιμελημένην σύνταξιν  
 ποιομερειών.  
 4) *Ότι* θα συμμορφωθώ πλήρως κατά την κατασκευήν προς τὰς διατάξεις του κανον  
 σκυροδέματος (Β.Δ. 18.2.1954).  
 5) *Ότι* συνεχώς θα παρακολουθώ και θα ελέγγω την όρθην και ακριβή τοποθέτη  
 την στατικήν επάρκειαν εὐν εὐλογούτων, τὸν σύμφωνον πρὸς τὴν μελέτην ἀπὸ πάσης δι  
 νην εκτέλεσιν τοῦ σκυροδέματος, ὑπέχων πλήρη και ἀκεραίαν τὴν εὐθύνην ἐπὶ πάντων τ  
 των.  
 Β) Διά την περίπτωσιν φέροντος οργανισμού ἐξ ὑλικῶν διαφόρων τοῦ φημισμένου σκυ  
 1) *Ότι* συνεμορφώθη πλήρως πρὸς τὸν ἰσχύει αντισεισμικόν κανονισμόν οικοδομ  
 2) *Ότι* αναλαμβάνω την πλήρη εθύνην διά την ακρίβειαν των υπολογισμών.  
 3) *Ότι* κατά την εκτέλεσιν θα προβώ εις την εγκαίριον και επιμελημένην σύνταξιν τὸν σ  
 μερειών.

Ἐν *16/4* τῇ *1976*  
 Ο Δ Η Λ Ω Ν

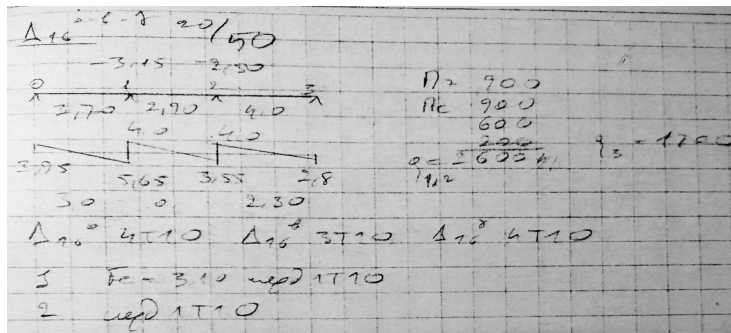
EIKONA 53: Το εξώφυλλο του τεύχους.



EIKONA 54: Υπολογισμός οπλισμών ανοίγματος πλάκας.



ΕΙΚΟΝΑ 55: Υπολογισμός οπλισμών στη στήριξη μεταξύ πλακών.



ΕΙΚΟΝΑ 56: Υπολογισμός οπλισμών δοκών.

ΚΕ	ΔΙΑΤΟΜΗ	ΜΗΚΟΣ	Αριθμός	Dx	Dy	x	y	XDY	XDY
1	20x25	4430	3000	1.9	1.9	0	140		
2	20x25	4430	7000	2.5	2.1	100	140		
3	20x25	4430	4980	1.2	1.6	990	070		
4	20x25	4430	4600	1.2	1.6	1320	070		
5	20x25	4430	4980	1.9	1.7	1650	070		
6	25x25	4430	4760	1.7	1.7	1990	0		
7	25x25	4430	4080	1.6	1.6	2360	0		
8	20x25	4430	4980	1.9	1.7	2690	0		
9	20x25	4430	2240	1.9	1.7	3030	0		
10	20x25	4430	8620	5.9	2.0	430	500		
11	20x25	4430	9260	5.1	5.1	980	500		
12	20x25	4430	3620	0.2	0.2	1340	400		
13	20x25	4430	10800	7.6	0.2	1990	520		
14	20x25	4430	11600	7.7	7.7	2620	520		
15	20x25	4430	6080	1.9	1.7	3050	360		
16	20x25	4430	6080	1.9	1.7	0	460		
17	20x25	4430	3120	1.2	1.2	1250	670		
18	20x25	4430	6520	2.5	2.1	1650	670		
19	20x25	4430	2200	1.9	1.7	0	720		
20	20x25	4430	6320	2.8	2.1	400	920		
21	20x25	4430	4520	3.2	2.2	1860	920		
22	20x25	4430	4240	1	1	1990	920		
23	20x25	4430	7140	5.1	2.2	2620	920		
24	20x25	4430	2800	1.9	1.7	3050	920		
T1	15x10	3116	4080	2.0	1.0	1770	920		
2	15x10	3116	2640	1.5	2.0	1770	870		
3	15x10	3116	880	1.5	2.0	1830	870		
Σ				126170	56.0	122.6		2059.87	578.07
				$\sigma_x = 16.79$	$\sigma_y = 60.2$				
				$\tau_x = 15.84$	$\tau_y = 4.90$				

ΕΙΚΟΝΑ 57: Συνολικό κατακόρυφο φορτίο ορόφου. Δυσκαμψίες και αποστάσεις από το κέντρο ελαστικής στροφής για τα υποστυλώματα. Μεθοδολογία όμοια με αυτή του Ρουσόπουλου, που φάνηκε παραπάνω – κεφ.2.2.4, εικόνα 9-.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 5. ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ ΚΑΙ ΕΛΕΓΧΟΙ ΣΤΟ ΤΡΙΣΔΙΑΣΤΑΤΟ ΠΡΟΣΟΜΟΙΩΜΑ

### 5.1 Το λογισμικό

#### 5.1.1 Γενικά

Για το προσομοίωμα χρησιμοποιήθηκε το πρόγραμμα Fespa της εταιρείας LH Λογισμική. Πρόκειται για ένα πρόγραμμα εξαιρετικά διαδεδομένο στους Έλληνες μηχανικούς λόγω του ότι είναι εύχρηστο και πλήρως προσαρμοσμένο στις ανάγκες της εγχώριας αγοράς. Παρέχει τη δυνατότητα χρήσης στοιχείων και παραδοχών με προεπιλεγμένες βάσεις δεδομένων από Ελληνικούς Κανονισμούς και Ευρωκώδικες, μειώνοντας έτσι το πλήθος των παραμέτρων που καλείται να διαχειριστεί ο μηχανικός. Ωστόσο κατά την εφαρμογή, μπορεί να προκύψουν προβλήματα γι' αυτό και προϋποθέτει καλή πρότερη γνώση των κανονισμών και μια σχετική εμπειρία.

Το τρισδιάστατο μοντέλο που δημιουργείται, αποτελείται από γραμμικά μέλη τα οποία επιλύονται με τους γνωστούς ελέγχους του σκυροδέματος και πλάκες που επιλύονται κατά Pieper-Martins (σύνθετη παραλλαγή της μεθόδου Czerny). Κατόπιν εισάγονται τα φορτία, μόνιμα και κινητά από επιστρώσεις δαπέδων, τοιχοποιίες κλπ.

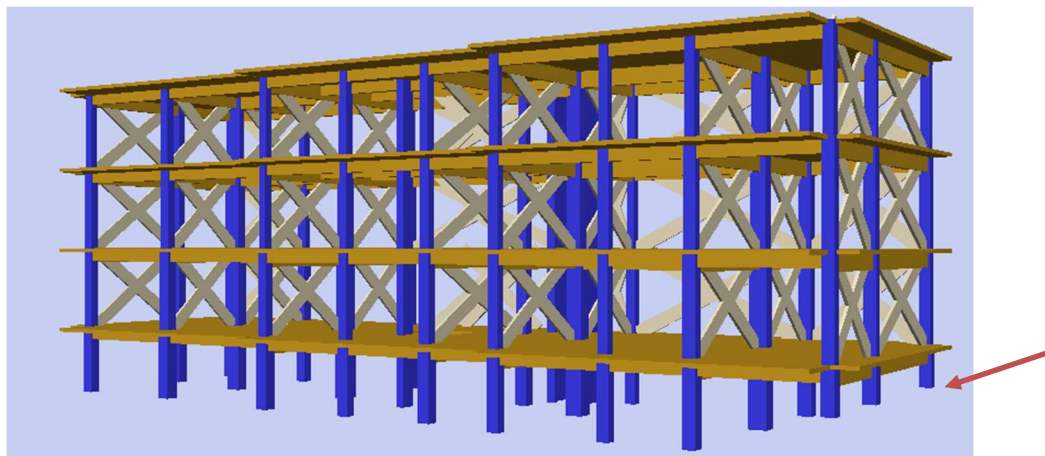
Το λογισμικό επίσης παρέχει τη δυνατότητα εισαγωγής των τοιχοπληρώσεων. Ο ρόλος τους αναφορικά με την απόκριση της κατασκευής είναι να παραλάβουν οριζόντιες και όχι κατακόρυφες φορτίσεις. Προσομοιώνονται με διαγώνιες ράβδους είτε μόνο εφελκόμενες, είτε εφελκόμενες και θλιβόμενες- αλλά με τη μισή δυστένεια.

#### 5.1.2 Εισαγωγή γεωμετρίας, οπλισμών, φορτίων και σεισμικού φάσματος

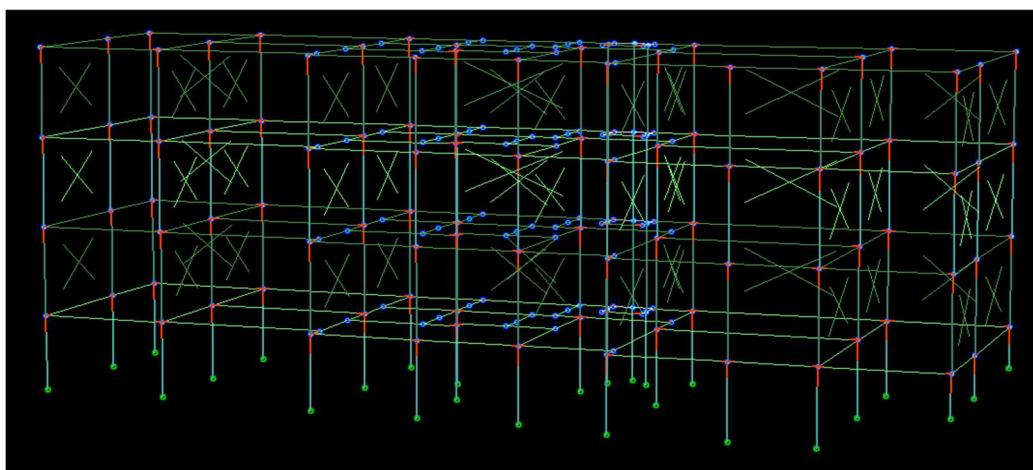
##### α. Γεωμετρία

Ο φορέας όπως ήδη γνωρίζουμε, αποτελείται από ισόγειο και τρεις ορόφους. Η γεωμετρία του φορέα τηρήθηκε γενικά, όμως με κάποιες εξαιρέσεις. Το δώμα παραλήφθηκε σκόπιμα (ώστε να είναι σαφής ο καθορισμός του κόμβου ελέγχου μετακινήσεων του κτιρίου) αλλά εισήχθη σαν φορτίο στα σημεία στήριξής του στην ανώτερη στάθμη. Επίσης στα K9, K18 & K27 ο κόμβος στήριξής τους στη θεμελίωση τοποθετήθηκε 1.50m ψηλότερα από τα υπόλοιπα υποστυλώματα ώστε να προσομοιωθεί η λειτουργία τους (εφόσον ήταν εγκιβωτισμένα σε τοιχείο ανάλογου ύψους) ως κοντά υποστυλώματα. Στις τοιχοπληρώσεις (και πάντα βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ) δεν εισήχθησαν καθόλου εκείνες οι οποίες είχαν άνοιγμα διαστάσεων >50% του

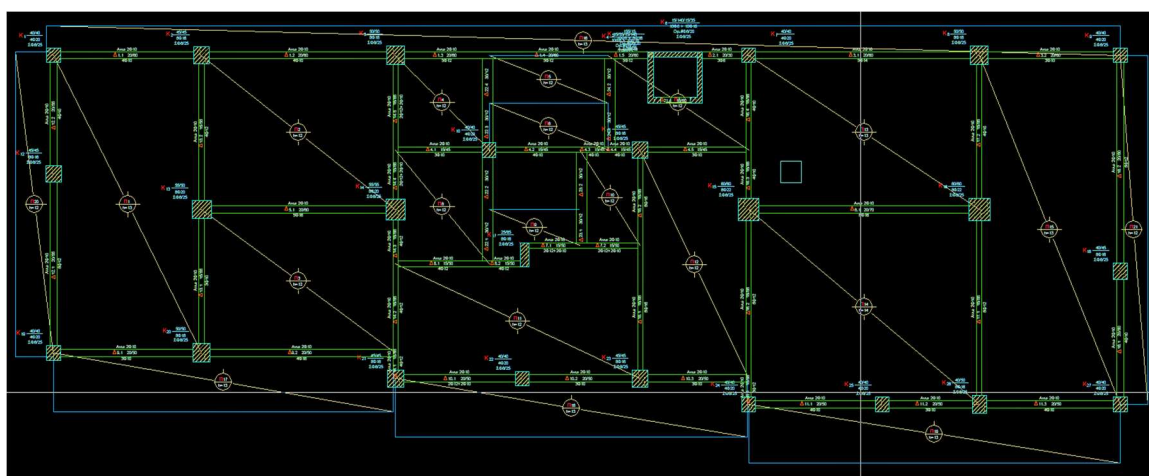
φατνώματος. Τέλος, δεδομένης της επιφανειακής θεμελίωσης σε βραχώδες υπόβαθρο, οι στηρίξεις του κτιρίου θεωρήθηκαν ως πλήρεις πακτώσεις.



*ΕΙΚΟΝΑ 58: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου με εμφανείς τις γεωμετρίες των μελών. Τα τρία υποστυλώματα στην πρώτη σειρά από δεξιά, θεμελιώνονται ψηλότερα από τα υπόλοιπα.*



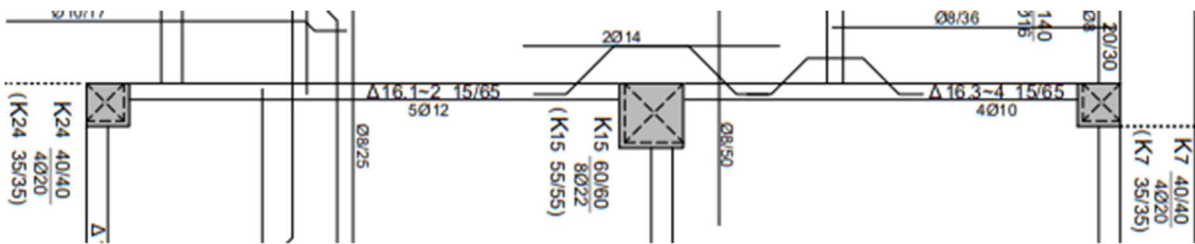
*ΕΙΚΟΝΑ 59: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου με γραμμικά μέλη. Σε όλα σχεδόν τα εγκάρσια πλαίσια υπάρχουν τοιχοπληρώσεις.*



*ΕΙΚΟΝΑ 60: Fespa-Ξυλότυπος οροφής ισογείου.*

## β. Οπλισμοί

Στη συνέχεια έγινε εισαγωγή των υφιστάμενων οπλισμών σε δοκούς και υποστυλώματα. Για καλύτερη παρακολούθηση των τοποθετημένων διατομών στα δοκάρια, χρησιμοποιήθηκαν φύλλα excel. Εκεί έγινε καταγραφή τους από το αρχικό σχέδιο και συμπλήρωσή τους στις αντίστοιχες θέσεις στον ξυλότυπο του Fespa. Από το υπάρχον τεύχος φαίνεται ότι οι συνδετήρες στις δοκούς είναι  $\Sigma\emptyset 8/20$  (η μεταξύ τους απόσταση επιβεβαιώνεται και από τις φωτογραφίες που παρουσιάστηκαν στο προηγούμενο κεφάλαιο). Επίσης γίνεται θεώρηση για μοντάζ οπλισμό στο άνοιγμα Άνω για 2 ράβδους  $\emptyset 10$ . Το παράδειγμα που δίνεται αφορά τη δοκοσειρά Δ16.



ΕΙΚΟΝΑ 61: Οπλισμοί δοκών από το αρχικό σχέδιο

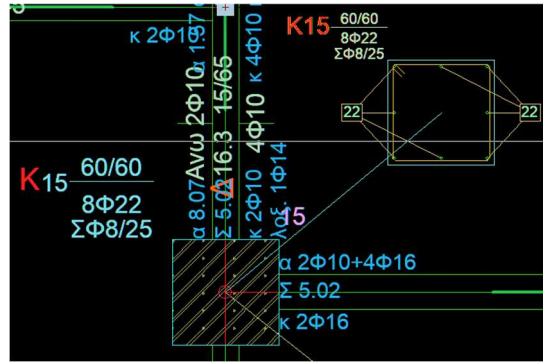
ΠΑΛΙΑ ΟΝΟΜΑΣΙΑ	ΣΤΗΡΙΞΗ	ΠΑΡΑΜΕΤΡΟΙ ΟΠΛ. ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΤΩ	ΑΝΩ				ΔΙΑΤΜΗΣΗ			ΚΑΤΩ ΑΝΟΙΓΜΑ
			ΜΟΝΤΑΖ	ΑΠΟ ΚΕΚΑΜΜΕΝΟ ΟΠΛ. ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΤΩ	ΑΠΟ ΚΕΚΑΜΜΕΝΟ ΟΠΛ. ΓΕΙΤΟΝΙΚΟΥ ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΤΩ	ΠΡΟΣΘΕΤΟΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΣΥΝΔΕΤΗΡΕΣ ΜΟΝΤΑΖ	ΠΡΟΣΘΕΤΟΣ ΛΟΣΟΣ ΣΤΗΡΙΞΗΣ	ΑΠΟ ΚΕΚΑΜΜΕΝΟ ΟΠΛ. ΑΝΟΙΓΜΑΤΟΣ ΚΑΤΩ	
Δ12α	ΑΡΙΣΤΕΡΑ Δ 16. 1	2 $\emptyset$ 12	2 $\emptyset$ 10	3 $\emptyset$ 12			2 $\Sigma$ $\emptyset$ 8/20		$\emptyset$	5 $\rightarrow$ $\leftarrow$ $\emptyset$ 12 $\rightarrow$
	ΔΕΞΙΑ Δ 16. 2	2 $\emptyset$ 12	2 $\emptyset$ 10	3 $\emptyset$ 12	2 $\emptyset$ 10	1 $\rightarrow$ $\emptyset$ 14 $\rightarrow$	2 $\Sigma$ $\emptyset$ 8/20	1 $\emptyset$ 14	$\emptyset$	
Δ12β	ΑΡΙΣΤΕΡΑ Δ 16. 3	2 $\emptyset$ 10	2 $\emptyset$ 10	2 $\emptyset$ 10			2 $\Sigma$ $\emptyset$ 8/20	1 $\emptyset$ 14	$\emptyset$	4 $\rightarrow$ $\leftarrow$ $\emptyset$ 10 $\rightarrow$
	ΔΕΞΙΑ Δ 16. 4	2 $\emptyset$ 10	2 $\emptyset$ 10	2 $\emptyset$ 10	3 $\emptyset$ 12	1 $\rightarrow$ $\emptyset$ 14 $\rightarrow$	2 $\Sigma$ $\emptyset$ 8/20		$\emptyset$	

ΕΙΚΟΝΑ 62: Καταγραφή των οπλισμών σε φύλλο excel



ΕΙΚΟΝΑ 63: Η εισαγωγή τους στο μοντέλο του Fespa.

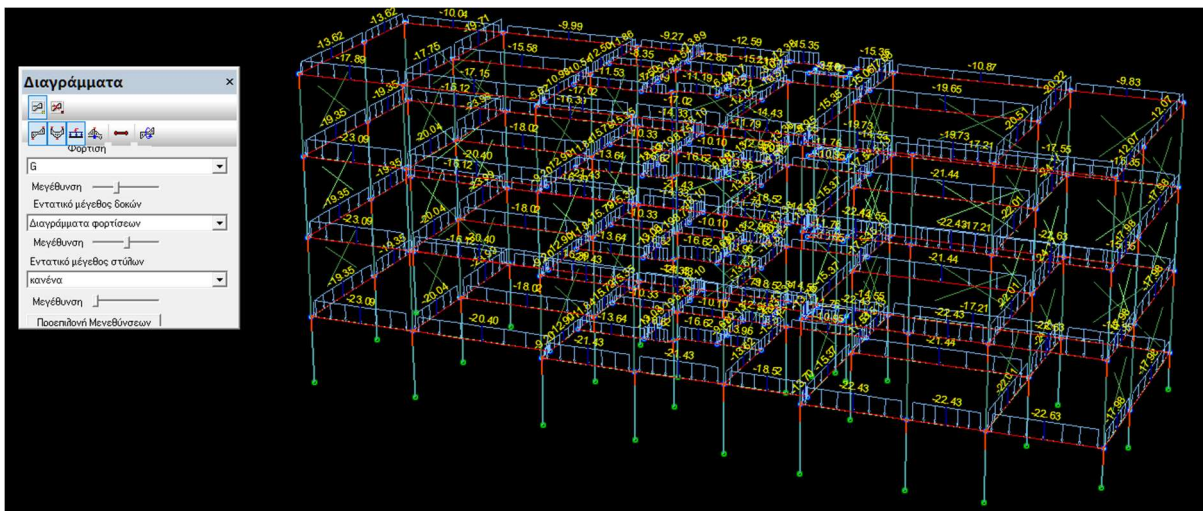
Όσον αφορά τα υποστυλώματα η διαδικασία ήταν απλούστερη. Για παράδειγμα στην εικόνα 61 φαίνεται το υποστύλωμα K15 (60/60) με διαμήκη οπλισμό 8Ø22. Η μεταφορά του στο πρόγραμμα φαίνεται ως εξής:



ΕΙΚΟΝΑ 64: Fespa – απεικόνιση οπλισμών υποστυλώματος.

### γ. Φορτία

Λαμβάνοντας υπόψη τις παραδοχές για τα φορτία, όπως αυτές αναφέρθηκαν στο κεφάλαιο 4.2.1, προχωρήσαμε στον υπολογισμό και τη φόρτιση των αντίστοιχων μελών. Έτσι τα υποκείμενα σε οπτοπλινθοδομές δοκάρια, μαζί με το τμήμα της πλάκας που αναλαμβάνουν από την αντίστοιχη κατανομή δίνουν την εικόνα γραμμικών μόνιμων φορτίων που φαίνεται παρακάτω.



ΕΙΚΟΝΑ 65: Fespa – μόνιμα φορτία δοκών.

Κομμάτι των φορτίων που δίνεται παραπάνω προέρχεται όμως και από οπτοπλινθοδομές που βρίσκονται επί των πλακών. Με τη βοήθεια του πίνακα που ακολουθεί, υπολογίστηκε το φορτίο αυτό στην επιφάνεια της πλάκας και στη συνέχεια προστέθηκαν τα 80kg/m<sup>2</sup> που οφείλονται σε επιστρώσεις.



ΜΟΝΙΜΑ ΦΟΡΤΙΑ ΣΕ ΠΛΑΚΑ ΑΠΟ ΔΡΟΜΙΚΕΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΗΣΕΙΣ						
ΠΛΑΚΑ	ΦΟΡΤΙΟ ΔΡΟΜΙΚΗΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (κΝ/μ <sup>2</sup> )	ΥΨΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (m)	ΜΗΚΟΣ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ (m)	ΕΠΙΦΑΝΕΙΑ ΠΛΑΚΑΣ (m <sup>2</sup> )	ΠΡΟΣΘΕΤΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΕ ΠΛΑΚΑ (κΝ/μ <sup>2</sup> )	ΣΥΝΟΛΙΚΟ ΜΟΝΙΜΟ ΦΟΡΤΙΟ ΣΕ ΠΛΑΚΑ - ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑ+ΕΠΙΚΑΛΥΨΗ (κΝ/μ <sup>2</sup> )
Π 1	2,1	3	7,8	32,4	1,52	2,32
Π 2	2,1	3	6,7	21,8	1,94	2,74
Π 9	2,1	3	2,5	3	5,25	6,05
Π 10	2,1	3	1,8	4	2,84	3,64
Π 11	2,1	3	3	22	0,86	1,66
Π 13	2,1	3	7,5	26	1,82	2,62
Π 15	2,1	3	8,3	36	1,45	2,25

ΕΙΚΟΝΑ 66: Excel – μόνιμα φορτία πλακών.

Δημιουργήθηκε λοιπόν το γεωμετρικό και το φορτιστικό προσομοίωμα του κτιρίου στο Fespa, και προσδιορίστηκαν οι υφιστάμενοι οπλισμοί δοκών και υποστυλωμάτων.

#### δ. Φάσμα

Εδώ εισάγονται οι παράμετροι που θα δημιουργήσουν το συγκριτικό φάσμα και βάσει του οποίου θα σχεδιάζόταν το κτίριο αν ήταν καινούργιο. Θεωρούμε ζώνη I και κατηγορία σπουδαιότητας κτιρίου II.

ΕΙΚΟΝΑ 67: Fespa input – δεδομένα σεισμικού φάσματος.

## 5.2 Αποτίμηση με τη μέθοδο πλαστικής ανάλυσης Pushover

### 5.2.1 Γενικά

Θα πραγματοποιηθεί η αποτίμηση στατικής επάρκειας της κατασκευής που διερευνάται, σύμφωνα με τον Κανονισμό Επεμβάσεων. Με τη χρήση του όρου ‘επάρκεια’, γίνεται αντιληπτό ότι πρέπει να βρεθούν τα όρια αντοχής της κατασκευής, μέχρις ότου αυτή φτάσει στην κατάρρευση. Την κατάσταση δηλαδή όπου επέρχεται δημιουργία πλαστικού μηχανισμού, ή αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας.

Έτσι, δεν αρκεί μόνο η δυσκαμψία των μελών, αλλά συνεκτιμάται η υφιστάμενη περίσφιξη και οι διαμήκεις οπλισμοί. Αναμένεται να επιτελεστεί το ‘καθήκον’ τους έως ότου αυτά αστοχήσουν πλήρως. Περνώντας την ελαστική περιοχή, η διαθέσιμη πλαστιμότητα προσδιορίζεται μέσω μιας στατικής, ανελαστικής ανάλυσης Pushover.

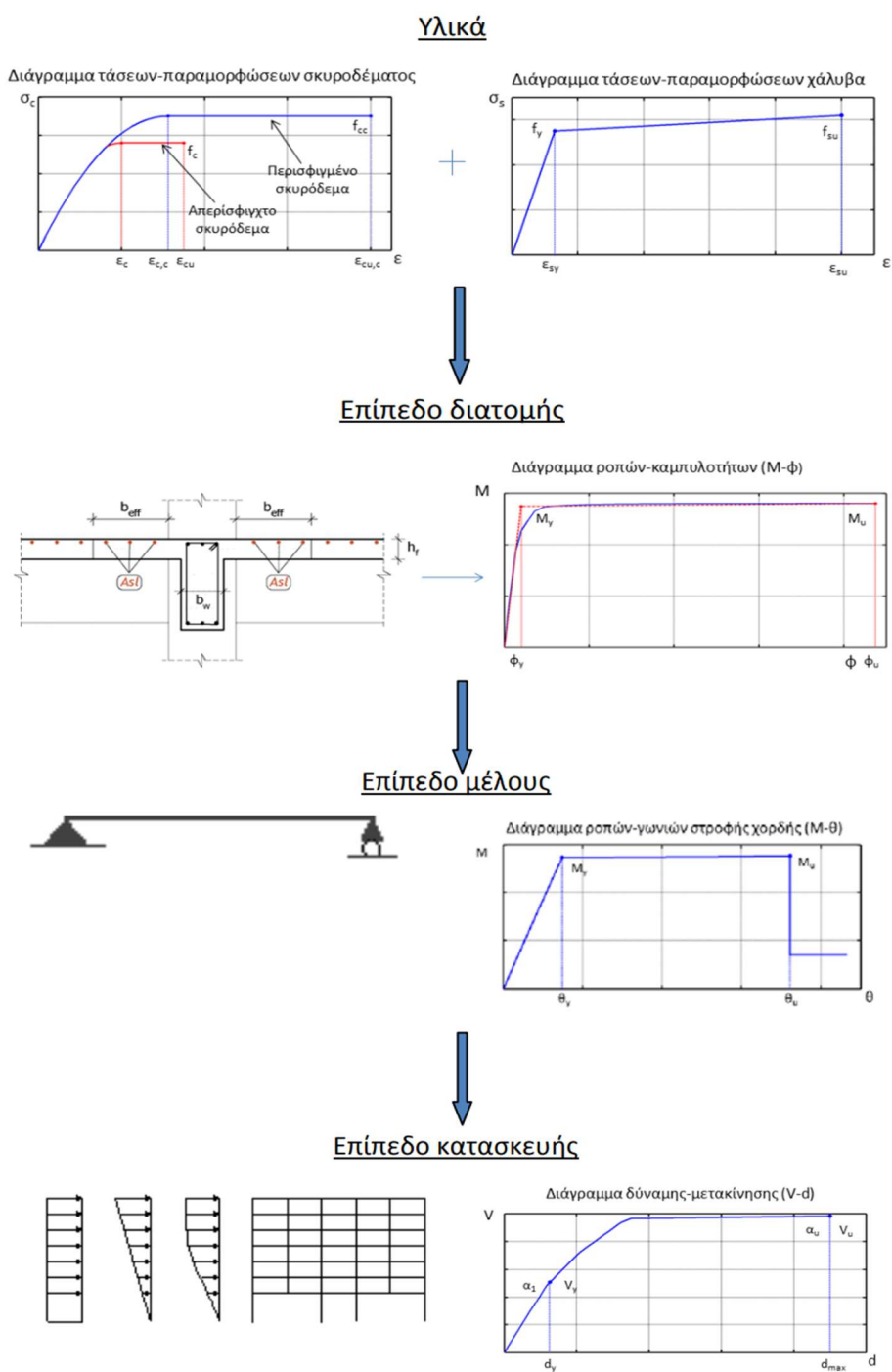
Με την Pushover επιτυγχάνεται ένας συνδυασμός ακριβούς προσέγγισης της συμπεριφοράς των μελών μέσω της ενσωμάτωσης μη-γραμμικών προσομοιωμάτων των υλικών, ενώ η σεισμική ένταση εκφράζεται απλά μέσω μίας αυξανόμενης οριζόντιας στατικής φόρτισης. Η οριζόντια φόρτιση κατανέμεται ανάλογα με τις αδρανειακές δυνάμεις και αυξάνεται σταδιακά μέχρι τη δημιουργία πλαστικού μηχανισμού και ακόλουθη αδυναμία του φορέα να αναλάβει τα κατακόρυφα φορτία βαρύτητας. Οι προκύπτουσες παραμορφώσεις της κατασκευής συγκρίνονται έπειτα με τα όρια παραμόρφωσης που ορίζουν οι στάθμες επιτελεστικότητας.

Σκοπός μας μέσω της Pushover είναι:

- Η δημιουργία της καμπύλης αντίστασης της κατασκευής, η οποία εκφράζει τη μη-γραμμική σχέση μεταξύ του επιβαλλόμενου οριζόντιου φορτίου και της μετατόπισης κορυφής. Η καμπύλη αυτή αποτελεί τη βάση για όλους τους απαιτούμενους ελέγχους ικανοποίησης των κριτηρίων επιτελεστικότητας.
- Η εποπτεία της συμπεριφοράς των μελών της κατασκευής ως προς τη σειρά και τα σημεία εμφάνισης των πλαστικών αρθρώσεων. Επιτυγχάνεται με αυτόν τον τρόπο η αποτύπωση της κατανομής των ζημιών στην κατασκευή και γίνεται κατανοητός ο μηχανισμός απορρόφησης ενέργειας καθώς και ο έλεγχος σχεδιαστικών απαιτήσεων, όπως ο ικανοτικός σχεδιασμός ισχυρού υποστυλώματος-ασθενούς δοκού. Για τα παραπάνω θεωρείται ότι υπάρχει γνώση της γεωμετρίας του φορέα της κατασκευής, και της πραγματικής ποιότητας των χρησιμοποιούμενων υλικών & κατασκευαστικών λεπτομερειών, που εδώ όμως μπορεί να κυμαίνεται από πλήρης έως περιορισμένη.

Συνοπτικά, ο εν προκειμένω έλεγχος ασφαλείας περιλαμβάνει τη σύγκριση της μέγιστης διαθέσιμης και στοχευόμενης απόκρισης της «κορυφής» του δομήματος σε όρους δυνάμεων (για διάτμηση V- ψαθυρές μορφές αστοχίας) & μετακινήσεων (για καμπτική ροπή ή ορθή ένταση- M και N), έναντι των απαιτήσεων του φάσματος δυνάμεων / μετακινήσεων, που αντιστοιχεί στη σεισμική δράση επανελέγχου.

Μια ιδανική εικόνα του πως λειτουργεί η Pushover δίνεται στο παρακάτω σχήμα:



EIKONA 68: Διαγραμματική ροή ανάλυσης Pushover

Η Pushover μας επιτρέπει να γνωρίζουμε σε κάθε στιγμή την κατάσταση ή αλλιώς επιτελεστικότητα του φορέα. Οι τρεις διακριτές στάθμες επιτελεστικότητας: Άμεση χρήση, Προστασία ζωής και Αποφυγή κατάρρευσης, είναι αυτές που καθορίζουν τις επιλογές μας ως προς το κομμάτι των μετέπειτα επεμβάσεων.

## 5.2.2 Εισαγωγή παραμέτρων για ανάλυση Pushover

Αρχικά, γίνεται επιλογή των Ευρωκωδίκων ως κανονισμών, έτσι ώστε να χρησιμοποιηθεί το ελαστικό φάσμα των Ευρωκωδίκων, όπως καθορίζει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. (§4.4.1.3) .

Κτίριο									
Γενικά	Αντισεισμικός	Φάσμα	Συντελεστής α	Σκυρόδεμα	Οπλισμός	Έδαφος	Δομικός χάλυβας	Σύμμικτα	Τοιχοπήλη
Γενική περιγραφή εργασίας		?					Προσθήκες - Ενισχύσεις - Αποτίμηση		
Στόχος μελέτης		?					Αποτίμηση Φ.Ι.		
▼ Υλικό									
Κύριο υλικό κτιρίου		?		Σκυρόδεμα					
Δευτερεύον υλικό κτιρίου		?		Σκυρόδεμα					
▼ Κανονισμοί									
Κανονισμός σκυροδέματος		?		EC2					
Κανονισμός διαστασιολόγησης μεταλλικών στοιχείων		?		EC3					
Αντισεισμικός κανονισμός		?		EC8					
Εθνικό προσάρτημα		?		GR - Ελλάδα					
▼ Βεμελίωση									
Όροφος βεμελίωσης		?		-1					

EIKONA 69α: Fespa input , Φάσμα EC8

Το **επίπεδο γνώσης ΣΑΔ** εκφράζει την επάρκεια πληροφοριών περί του υφιστάμενου κτιρίου και καθορίζει τις τιμές των συντελεστών εμπιστοσύνης (CF) καθώς και τους επιμέρους συντελεστές ασφαλείας των υλικών  $\gamma_c$  και  $\gamma_s$ . Στον καθορισμό των σκελετικών διαγραμμάτων αντοχής M-θ υπεισέρχονται οι μέσες τιμές αντοχής του χάλυβα και του σκυροδέματος διαιρεμένες με τον συντελεστή εμπιστοσύνης, ενώ στον προσδιορισμό των αντοχών των πρωτευόντων μελών σε τέμνουσα VR διαιρούνται και με συντελεστές ασφαλείας. Δεδομένου πως για το κτίριο δεν έχουν γίνει ερευνητικά, θα επιλεχθεί μια μέση λύση, ανάμεσα στις τρεις προτεινόμενες.

Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) υφιστάμενων υλικών - Συντ. ασφαλείας		
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) σκυροδέματος	?	KL2 - Κανονική (Κανονποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών σκυροδέματος CFc	?	1.200
Συντελεστής ασφαλείας σκυροδέματος $\gamma_c$	?	1.300
Επίπεδο γνώσης (Σ.Α.Δ.) χάλυβα οπλισμού	?	KL2 - Κανονική (Κανονποιητική)
Συντελεστής εμπιστοσύνης χαρακτηριστικών χάλυβα CFs	?	1.200
Συντελεστής ασφαλείας χάλυβα $\gamma_s$	?	1.150

EIKONA 69β: Fespa input , Στάθμη αξιοπιστίας δεδομένων

Σκυρόδεμα **ποιότητας** B160. Ποιότητα χάλυβα St. III για πλάκες – δοκούς ( $f_y=460\text{MPa}$ ) και St. I ( $f_y=280\text{MPa}$ ) για τα υποστυλώματα. Ενιαία ποιότητα χάλυβα σε όλους τους συνδετήρες. Εδώ επίσης το πρόγραμμα δίνει τη δυνατότητα να χαρακτηριστούν ως δευτερεύοντα μέλη, όσα κρίνεται πως έχουν χαμηλή συνεισφορά στην αντίσταση έναντι σεισμού. Στο κτίριο ωστόσο, δεν υπάρχουν τέτοια.

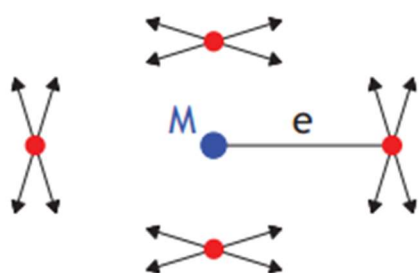
Υποστύλωμα		Δοκός	
Διατομή	Στατικά	Στατικά άκρου	Δεσμική
<input checked="" type="checkbox"/>	Χαρακτηρισμός μέλους	<input type="checkbox"/>	Υφιστάμενο
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέθοδος ενίσχυσης	<input type="checkbox"/>	Υφιστάμενο
<input checked="" type="checkbox"/>	Αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας	<input type="checkbox"/>	Εγχυτο σκυρόδεμα
<input checked="" type="checkbox"/>	Υποστύλωμα με σημαντική δυσκαμψία, για $\eta_{max}$	<input type="checkbox"/>	Ναι (Κύριο σεισμικό)
<input type="checkbox"/>	Σκυρόδεμα	<input type="checkbox"/>	Ναι (Κύριο σεισμικό)
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέση αντοχή σκυροδέματος $f_{cm}$ [MPa]	<input type="checkbox"/>	16.0
<input type="checkbox"/>	Οπλισμός	<input type="checkbox"/>	Σκυρόδεμα
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέση αντοχή υφιστάμενου χάλυβα $f_{ym}$ [MPa]	<input type="checkbox"/>	16.0
<input checked="" type="checkbox"/>	Οριακή παραμόρφωση υφιστάμενου οπλισμού $\epsilon_{su_e}$ [%]	<input type="checkbox"/>	460.0
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{yw}$ [MPa]	<input type="checkbox"/>	6.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{yw}$ [MPa]	<input type="checkbox"/>	6.000
<input checked="" type="checkbox"/>	Μέση αντοχή χάλυβα συνδετήρων $f_{yw}$ [MPa]	<input type="checkbox"/>	460.0

EIKONA 70: Fespa input . Αντοχή επιμέρους στοιχείων των μελών.

Η επιλογή της **κατανομής** οριζόντιων φορτίων βασίζεται σε οριζόντιες δυνάμεις, οι οποίες είναι ανάλογες με τη μάζα ανεξάρτητα από τη στάθμη. Η άλλη επιλογή βασίζεται στο σχήμα της ιδιομορφής της κατασκευής που αντιστοιχεί στο μεγαλύτερο ποσοστό ιδιομορφικής μάζας όπως αυτή προέκυψε από ελαστική ιδιομορφική ανάλυση.

Pushover	
A' Κατανομή φόρτισης	<input type="checkbox"/> Ομοιόμορφη
B' Κατανομή φόρτισης	<input type="checkbox"/> Ιδιομορφική
Συντελεστής συνδυασμού εγκάρσιας φόρτισης [%]	<input type="checkbox"/> 30.0

EIKONA 71: Fespa input. Κατανομές.

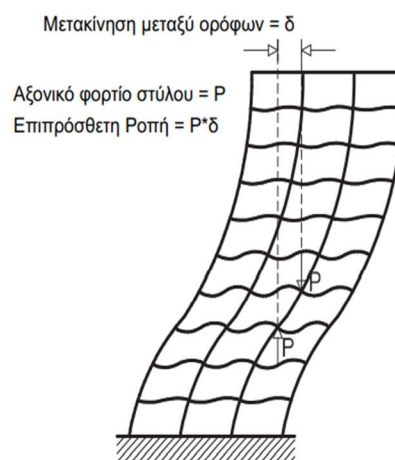


Η εφαρμογή των οριζόντιων φορτίων γίνεται στη στάθμη του διαφράγματος (πλάκα ορόφου). (EC8-3, ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.7.3.3 ). Εφαρμόζονται σε δύο διευθύνσεις για θετικό και αρνητικό πρόσημο σύμφωνα με την EC8-1 §4.3.3.4.1(7)A και ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.3.1(β). Για κάθε μια από τις τέσσερις περιπτώσεις που προκύπτουν εφαρμόζονται δύο καθ' ύψος κατανομές των οριζόντιων φορτίων παράγοντας έτσι συνολικά 8 φορτίσεις για κάθε μία από τις δύο κάθετες διευθύνσεις.

Έχουμε λοιπόν  $16$  κατευθύνσεις φόρτισης \*  $2$  κατανομές =  $32$  μη γραμμικές αναλύσεις.

Έπειτα, για να ληφθεί υπόψη η ταυτόχρονη δράση των εντατικών μεγεθών, αυτά συνδυάζονται με τον κανόνα του 100/30, δηλαδή λαμβάνοντας το 100% των μεγεθών στην κύρια διεύθυνση φόρτισης και το 30% στη δευτερεύουσα.

Οι οριζόντιες μετατοπίσεις προκαλούν τη δημιουργία ροπών λόγω βαρύτητας (βλ. εικόνα 72). Στη μη γραμμική ανάλυση το γινόμενο των φορτίων λόγω ίδιου βάρους κλπ. επί την οριζόντια παραμόρφωση είναι σημαντικό ποσοστό της ροπής ανατροπής λόγω σεισμού και πρέπει να λαμβάνεται υπόψη στον υπολογισμό της καμπύλης ροπών-μετακινήσεων το φαινόμενο P-Δ. Γίνεται λοιπόν ανάλογη ρύθμιση στην παράμετρο του προγράμματος.



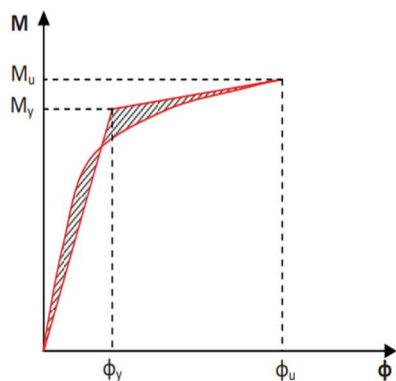
*EIKONA 72: Το γεωμετρικό μητρώο της κατασκευής τροποποιείται σε κάθε βήμα της ανάλυσης με σκοπό να ληφθούν υπόψη οι επιδράσεις 2<sup>ης</sup> τάξης .*

Κτίριο		
Γενικά   Αντισεισμικός   Φάσμα   Συντελεστής q   Σκυρόδεμα   Οπλισμός   Έδαφος   Δομικός κάλυψας		
Γενικά		
Τυχματική εκκεντρότητα	?	Μόνο στην εγκάρσια διεύθυνση
Φαινόμενα 2ας τάξης (P-Δ)	?	Ναι
Πλήθος Αξονικών (Αλληλεπίδραση N-My-Mz)	?	5
Γωνία στροφής χορδής θu για ορθογωνικές διατομές	?	Εμπειρικό μοντέλο (EC8-3 (A.1))
γel για VR (ΚΑΝΕΠΕ ΠΑΡ. 7Γ, ή EC8 A3.3.1)	?	1.000
Επιρροή περισφιγξης στα διαγράμματα αντοχής	?	Ναι
Γωνία στροφής χορδής θSD (θB) βάσει	?	EC8
Έλεγχος διάτμησης κόμβου	?	Ναι

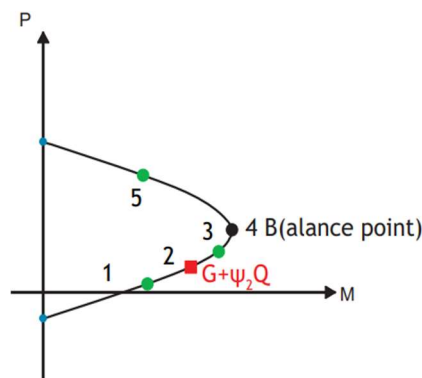
*EIKONA 73: Fespa input για τα φαινόμενα 2<sup>ης</sup> τάξης*

Για κάθε κρίσιμη διατομή, είναι δυνατή η εξαγωγή **διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων**. Το διάγραμμα είναι δυνατό να υπολογιστεί με ακρίβεια τόσο για συμμετρικές όσο και για ασύμμετρες διατομές και για **συνδυασμό αξονικής δύναμης και διαξονικής κάμψης**.

Το διάγραμμα ροπών καμπυλοτήτων είναι μη γραμμικό και η διγραμμικοποίηση αυτού επιτυγχάνεται με την εξαγωγή διγραμμικού διαγράμματος του οποίου η ενέργεια (εμβαδόν του χωρίου ανάμεσα στο διάγραμμα και τον οριζόντιο άξονα) ισούται με την ενέργεια του αρχικού μη γραμμικού διαγράμματος. Η διγραμμικοποίηση του διαγράμματος ροπών-καμπυλοτήτων τελικά έγκειται στην εξίσωση των γραμμοσκιασμένων εμβαδών που διακρίνονται στην εικόνα 74.



EIKONA 74: Διγραμμικοποίηση διαγράμματος M-φ



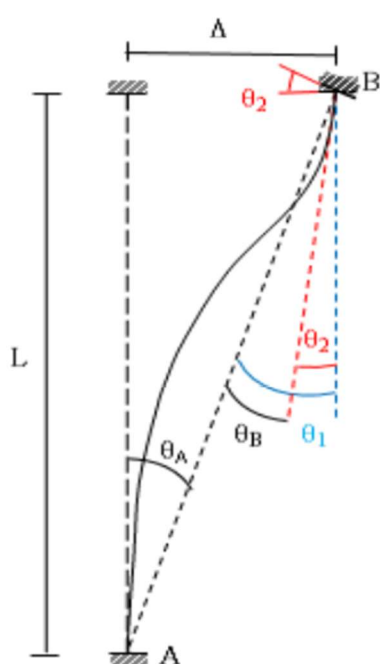
EIKONA 75 διάγραμμα αλληλεπίδρασης ροπής-αξονικής

A) Για κάθε επιμέρους γωνία της συνισταμένης ροπής πραγματοποιείται ακριβής υπολογισμός της αξονικής δύναμης για την οποία η διατομή παρουσιάζει τη μέγιστη καμπτική της αντοχή (Balance point-B , βλ. εικόνα 75).

B) Υπολογισμός με ακρίβεια των σημείων του διαγράμματος αλληλεπίδρασης διαξονικής κάμψης- αξονικής δύναμης, που αντιστοιχούν στη μέγιστη θλιπτική και εφελκυστική αντοχή της διατομής για μηδενική ροπή.

Γ) Με την **επιλογή 5 αξονικών δυνάμεων** υπολογίζονται επιπρόσθετα 4 σημεία εκατέρωθεν του σημείου B.

Η μελέτη μετελαστικής συμπεριφοράς του μέλους ανοίγει μία ακόμα παράμετρο στο πεδίο της ανάλυσης. Έτσι μετά τη ρηγμάτωση, έχουμε συνύπαρξη εκτός από καμπτικών παραμορφώσεων και παραμορφώσεων που οφείλονται σε



διατμητική ρηγμάτωση λόγω λοξών εφελκυστικών τάσεων, σε διατμητικά φαινόμενα αλλά και σε φαινόμενα όπως η εξόλκευση των ράβδων οπλισμού. Για τους προαναφερθέντες λόγους τα μεγέθη τα οποία συνήθως επιλέγονται για τον προσδιορισμό της αντοχής είναι η ροπή κάμψης M και η **γωνία στροφής χορδής θ**. Στο διπλανό σχήμα για παράδειγμα βλέπουμε τις γωνίες στροφής χορδής σε κάθε κόμβο υποστυλώματος. Ως γωνία στροφής χορδής ορίζεται η γωνία μεταξύ της εφαπτομένης στον παραμορφωμένο άξονα του στοιχείου στο άκρο του και της χορδής που συνδέει το άκρο αυτό με το άκρο του ανοίγματος διάτμησης, δηλαδή το σημείο μηδενισμού των ροπών. Η

γωνία στροφής χορδής είναι η στροφή στο άκρο του μέλους όταν εξαλειφθούν οι κινήσεις στερεού σώματος. Όλοι οι απαραίτητοι υπολογισμοί έχουν ενσωματωθεί στην προκειμένη περίπτωση, λόγω της προεπιλογής που παρέχει το Fespa.

Οι **στάθμες επιτελεστικότητας** ορίζονται από τον ΚΑΝ.ΕΠΕ και φέρνουν μια συσχέτιση ανάμεσα στο σεισμό σχεδιασμού και την πιθανότητα υπέρβασής του κατά τη διάρκεια ζωής του κτιρίου. Γίνεται γενικώς δεκτή μια ονομαστική τεχνική διάρκεια ζωής ίση με τον συμβατικό χρόνο ζωής των 50 ετών.

Ανάλογα με το βαθμό των βλαβών που προκαλεί ένας σεισμός (δεν το προσδιορίζουμε μιας και δε γίνεται λόγος συγκεκριμένα για το σεισμό σχεδιασμού) έχουμε τις εξής περιπτώσεις:

- 1) Περιορισμένες βλάβες (Damage Limitation). Τα δομικά στοιχεία δεν έχουν διαρρεύσει σε σημαντικό βαθμό και διατηρούν την αντοχή τους. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι αμελητέες.
- 2) Σημαντικές βλάβες (Significant Damage): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί επισκευάσιμες βλάβες, ενώ τα δομικά στοιχεία διαθέτουν εναπομένουσα αντοχή και είναι σε θέση να παραλάβουν τα προβλεπόμενα κατακόρυφα φορτία. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μετρίου μεγέθους.
- 3) Οιονεί κατάρρευση (Near Collapse): Ο φέρων οργανισμός έχει υποστεί εκτεταμένες και σοβαρές βλάβες. Οι μόνιμες σχετικές μετακινήσεις ορόφων είναι μεγάλες. Ο φέρων οργανισμός δεν διαθέτει άλλο ουσιαστικό περιθώριο ασφαλείας.

Η πιθανότητα υπέρβασης του σεισμού σχεδιασμού σε ποσοστό 50% (μέγιστο ανεκτό) σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 70 ετών, που σε συνδυασμό με το βαθμό SD για σημαντικές βλάβες μας οδηγεί σε στόχο αποτίμησης B2. Ομοίως η πιθανότητα υπέρβασης 10% σε 50 έτη αντιστοιχεί σε μέση περίοδο επαναφοράς περίπου 475 ετών, που σε συνδυασμό με το βαθμό NC για οιονεί κατάρρευσης μας οδηγεί σε στόχο αποτίμησης Γ1. Θέλουμε δηλαδή να είμαστε πιο ανεκτικοί απέναντι σε ένα σεισμό που μπορεί προκαλέσει κάποιες σημαντικές ζημιές στο κτίριο μας και πιο αυστηροί σε ένα σεισμό που μπορεί να μας φτάσει μέχρι την κατάρρευση.



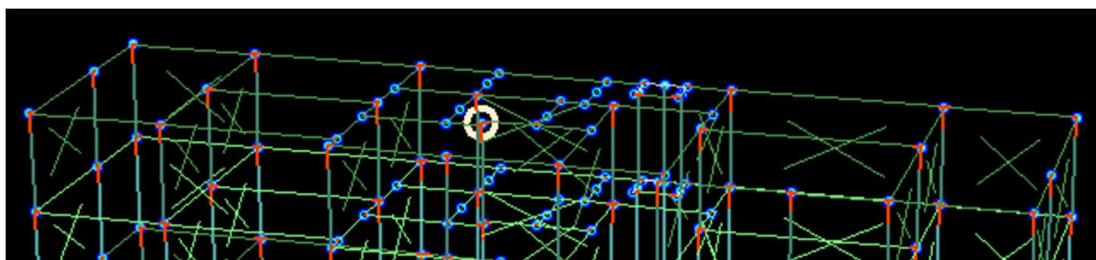
Κτίριο	
Γενικά   Αντισεισμικός   Φάσμα   Συντελεστής q   Σκυρόδεμα   Οπλισμός   Έδαφος   Δομικός χάλυβας   Σύμμικτα   Ταχοπήρωση   Υψηλ.	
<b>Χαρακτηριστικά φάσματος</b>	
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $a_{gR}$ [g]	0.160
Συντελεστής σπουδαιότητας $\gamma_I$	1.000
<b>Παράμετροι φάσματος - Τιμές αναφοράς (Σπουδαιότητα II)</b>	
Συμβατικός χρόνος ζωής TL [έτη]	50
Υπολογισμός φάσματος απαίτησης βάσει...	Πιθανότητας υπέρβασης PR
Πιθανότητα υπέρβασης PLR [%]	9.99
Περίοδος επαναφοράς TLR [έτη]	475.0
Εκθέτης k	3.000
<b>DL - Περιορισμός βλαβών</b>	
Στάθμη επιτελεστικότητας DL	Όχι
DL - Περίοδος επαναφοράς T_DLR [Ετη]	31.1
DL - Πιθανότητα υπέρβασης P_DLR [%]	80.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $(\gamma^* a_{gR})_{DL}$	0.064
<b>SD - Σημαντικές βλάβες</b>	
Στάθμη επιτελεστικότητας SD	1η υπέρβαση ορίου σε υποστ/μα ή κύρια δοκού*
SD - Περίοδος επαναφοράς T_SDR [Ετη]	73.0
SD - Πιθανότητα υπέρβασης P_SDR [%]	50.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $(\gamma^* a_{gR})_{SD}$	0.086
<b>NC - Οικονομική κατάρρευση</b>	
Στάθμη επιτελεστικότητας NC	1η αστοχία υποστ/τος ή κύριας δοκού*
NC - Περίοδος επαναφοράς T_NCR [Ετη]	475.0
NC - Πιθανότητα υπέρβασης P_NCR [%]	10.00
Μέγιστη εδαφική επιτάχυνση $(\gamma^* a_{gR})_{NC}$	0.160

*ΕΙΚΟΝΑ 76: Εισαγωγή σταθμών επιτελεστικότητας. Βάσει ΚΑΝΕΠΕ §4.1.4 «μη γραμμικές μέθοδοι ανάλυσης εφαρμόζονται γενικώς για στάθμη επιτελεστικότητας Β ή Γ».*

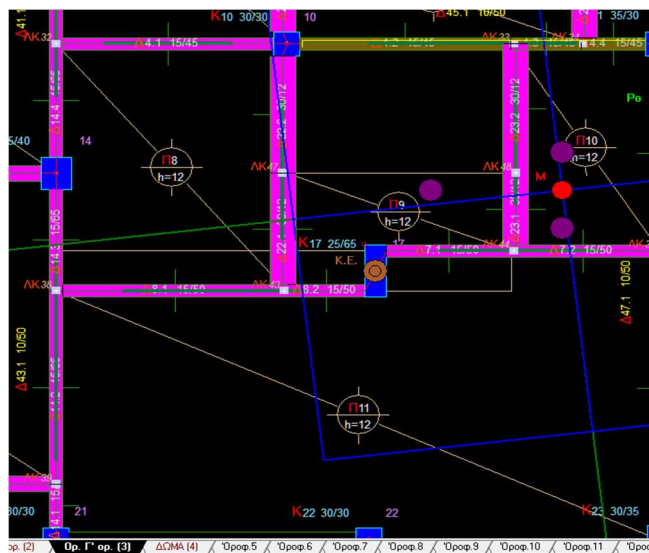
Τέλος, ορίζεται ως **κόμβος ελέγχου** εκείνος ο οποίος βρίσκεται πλησιέστερα στο κέντρο μάζας του ορόφου.

Επίλυση	
Γενικά   Αποτίμηση   Πλάκες   Δοκοί   Αποτελέσματα   Σφάημ.-Ειδος.   Όλα	
<b>Γενικά</b>	
<b>Κόμβος ελέγχου</b>	
Κόμβος ελέγχου Όροφος	Όρ. Γ' ορ. (3)
Επιλογή κόμβου ελέγχου	Με επιλογή
Κόμβος ελέγχου κτιρίου	K17(3)

*ΕΙΚΟΝΑ 77: Fespa input – Κόμβος ελέγχου*



*ΕΙΚΟΝΑ 78: Ο κόμβος ελέγχου στο κέντρο περίπου της οροφής του κτιρίου.*



ΕΙΚΟΝΑ 79: Ο κόμβος ελέγχου (K.E.) είναι το καφέ σημείο στο υποστύλωμα K17 25/65.

Η μετατόπιση του κόμβου ελέγχου, ως ποσοστό του ύψους της κατασκευής, ορίζει το που θα ολοκληρωθεί η ανάλυση. Ενδέχεται ωστόσο σε περίπτωση τοπικής κατάρρευσης η ανάλυση να τερματίσει σε μικρότερη μετατόπιση. Με βάση το μέγεθος της μετατόπισης αυτής καθορίζεται και το βήμα σε όρους μετατόπισης ή δύναμης. Η προτεινόμενη τιμή του προγράμματος ήταν 3.00% επί του ύψους. Υστερά όμως από τις πρώτες επιλύσεις, δεδομένου ότι η μετατόπιση κόμβου οροφής σε καμία περίπτωση δεν ξεπέρασε το 1.00%, διορθώθηκε σε 1.50%, έτσι ώστε να διευκολυνθεί και το βήμα του προγράμματος σε όρους μετατόπισης. Αυτό που μένει τώρα είναι να γίνει επίλυση του μοντέλου ώστε να εκτιμηθούν τα αποτελέσματα.

### 5.2.3 Αποτελέσματα ανάλυσης Pushover

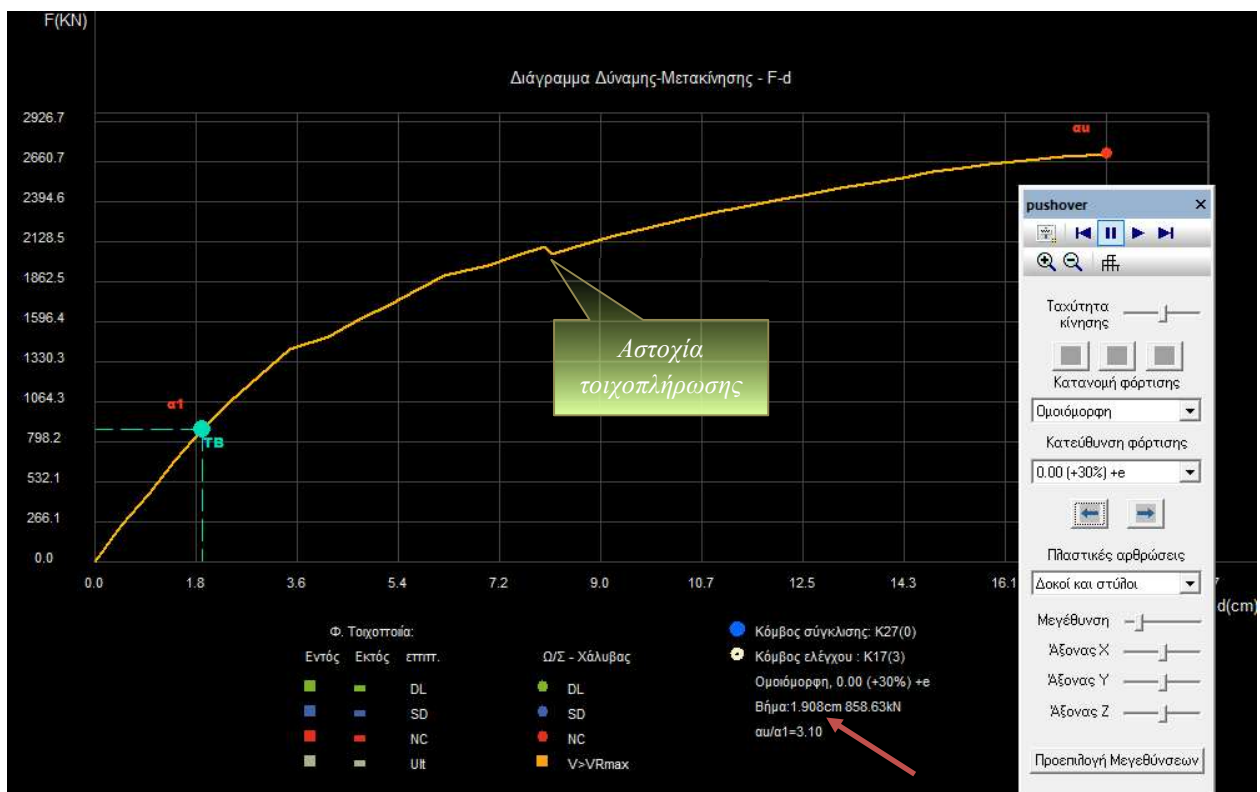
Αρχικά, εξετάζεται αν τηρούνται οι προϋποθέσεις εφαρμογής της Pushover, με ζητούμενη τη μη ευαισθησία του κτιρίου σε ανώτερες ιδιομορφές. Από ΚΑΝ.ΕΠΕ §5.7.2 ισχύει ότι ο λόγος των τεμνουσών ορόφων για μια φασματική ανάλυση στην οποία συμμετέχει το 90% της ιδιομορφικής μάζας, με βάση την πρώτη ιδιομορφή, δεν πρέπει να ξεπερνάει την τιμή 1.30 . Στον όροφο 4 όμως, η τιμή αυτή είναι 1.34 (εικόνα 80) , άρα θα πρέπει να γίνει μια συμπληρωματική δυναμική ελαστική ανάλυση. Με το Fespa θα πραγματοποιηθεί δυναμική ανάλυση χρονοϊστορίας, η οποία και παρουσιάζεται σε επόμενο κεφάλαιο.

### Κατεύθυνση X

Όροφος i	Υψόμετρο	V <sub>i</sub> για ιδιομορφές με ΣM>90% [kN]	V <sub>i</sub> της δεσπόζουσας ιδιομορφής [kN]	Λόγος V90%/V1		Όριο
[/]	[m]	[kN]	[kN]	[/]	[/]	[/]
4	11.90	0.10054E+04	0.72657E+03	1.38	>	1.3
3	8.80	0.14658E+04	0.13849E+04	1.06	<	1.3
2	5.70	0.18433E+04	0.17860E+04	1.03	<	1.3
1	2.60	0.21144E+04	0.19064E+04	1.11	<	1.3

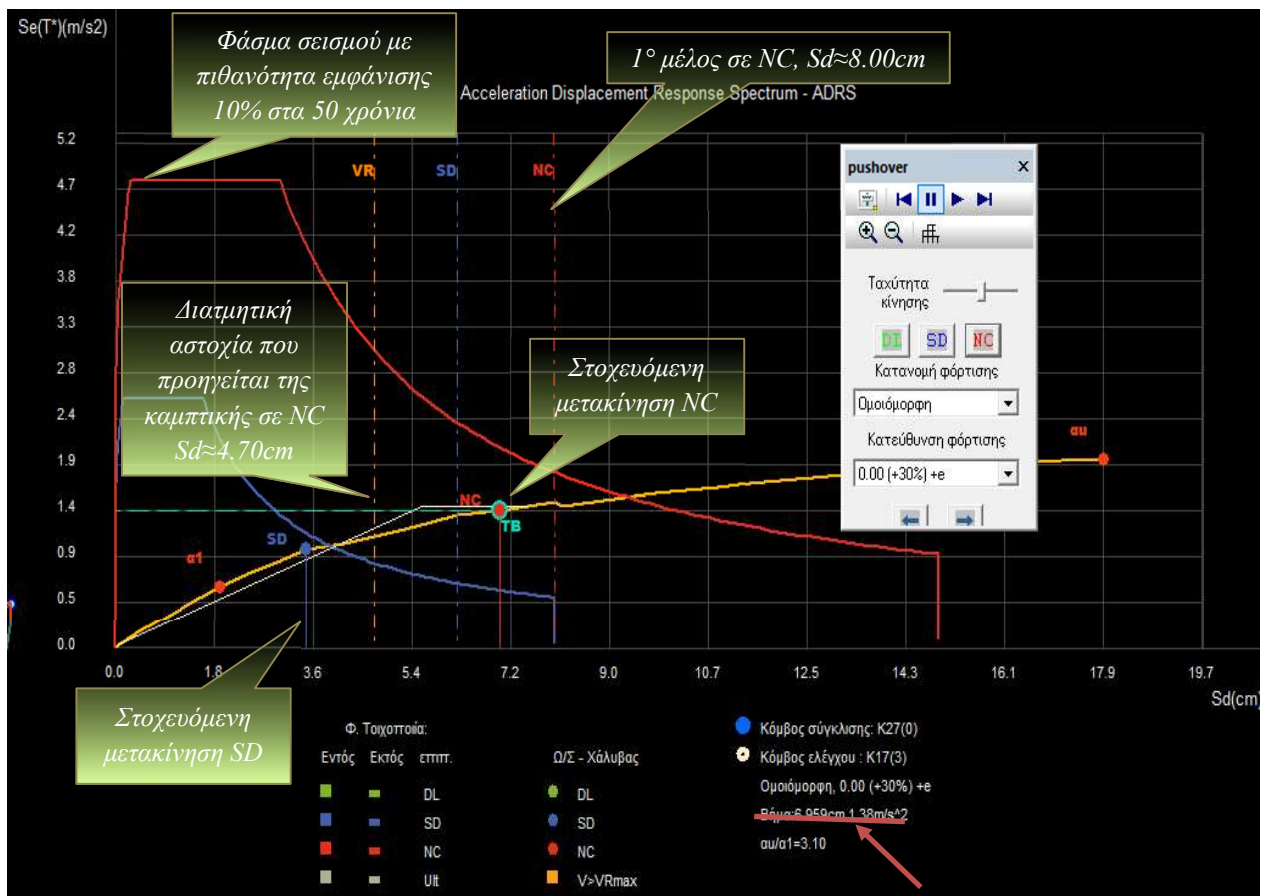
ΕΙΚΟΝΑ 80: Λόγοι μαζών

Προχωρώντας στα αποτελέσματα του προγράμματος, και πιο συγκεκριμένα την απεικόνιση για το διάγραμμα δύναμης μετακίνησης (εικ. 81), παρατηρείται ότι η συγκεκριμένη καμπύλη είναι ομαλή, άρα η επίδραση των τοιχοπληρώσεων για ομοιόμορφη κατανομή στη φορά  $0^{\circ}+30^{\circ}\cdot 90^{\circ}+eZ$  που έχει επιλεγθεί, δεν είναι σημαντική. Για τα 2 κόκκινα σημεία επί της καμπύλης, ισχύει ο λόγος υπεραντοχής  $\lambda = a_u/a_1$ , που είναι κλάσμα της τέμνουσας βάσης τη στιγμή της 1<sup>ης</sup> καμπτικής διαρροής V1 και της δημιουργίας μηχανισμού κατάρρευσης Vu. Βλέπουμε την τιμή του  $a_1=3,10$ , ενώ η τέμνουσα βάσης 858,63kN δίνει μετατόπιση 1,91 cm.



ΕΙΚΟΝΑ 81: Διάγραμμα δύναμης μετακίνησης

Περνώντας στους ελέγχους επάρκειας, το διάγραμμα δύναμης μετακίνησης έχει μετατραπεί σε διάγραμμα ADRS (συμπεριφορά κτιρίου σε όρους φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης) παρέχοντας μια εικόνα των πλαστικών αρθρώσεων του κτιρίου στο βήμα της στοχευόμενης μετακίνησης για τη στάθμη επιτελεστικότητας «Αποφυγή κατάρρευσης» NC, δηλαδή για σεισμό με πιθανότητα εμφάνισης 10% στα 50 χρόνια (βλ. εικόνα 82).



ΕΙΚΟΝΑ 82: Διάγραμμα φασματικής επιτάχυνσης – φασματικής μετακίνησης

Στην εικόνα 82 ο οριζόντιος άξονας αφορά φασματική μετακίνηση σε εκατοστά. Πάνω στην καμπύλη ικανότητας (κίτρινο χρώμα) βρίσκονται τα σημεία στοχευόμενης μετακίνησης για τις στάθμες επιτελεστικότητας SD (μπλε σημείο) & NC (κόκκινο σημείο). Το σημείο SD επίσης ταυτίζεται με το  $\alpha_1$ , όπου και παρουσιάζεται η πρώτη πλαστική άρθρωση. Έτσι λοιπόν για την προαναφερθείσα φόρτιση, η NC επέρχεται για μετακίνηση του κόμβου οροφής κατά  $\sim 7,00\text{cm}$  για τιμή επιτάχυνσης  $1,38\text{ m/s}^2$ . Η ικανότητα ωστόσο δίνεται με την κόκκινη κάθετη γραμμή που φαίνεται να είναι  $\sim 8,00\text{cm}$ . Για αυτή τη μετακίνηση το  $\lambda$ , δηλαδή ο λόγος επάρκειας του πλέον εύρωστου μέλους, γίνεται  $\max \lambda_{NC} = 1$ . Πέρα από αυτή την τιμή των  $8,00\text{cm}$  εξαντλείται η ικανότητα, εμφανίζεται δηλαδή η πρώτη πλαστική άρθρωση με στροφή  $\theta > \theta_u / \gamma R_d$  και ο λόγος  $\lambda$  λαμβάνει τιμές άνω της μονάδας.

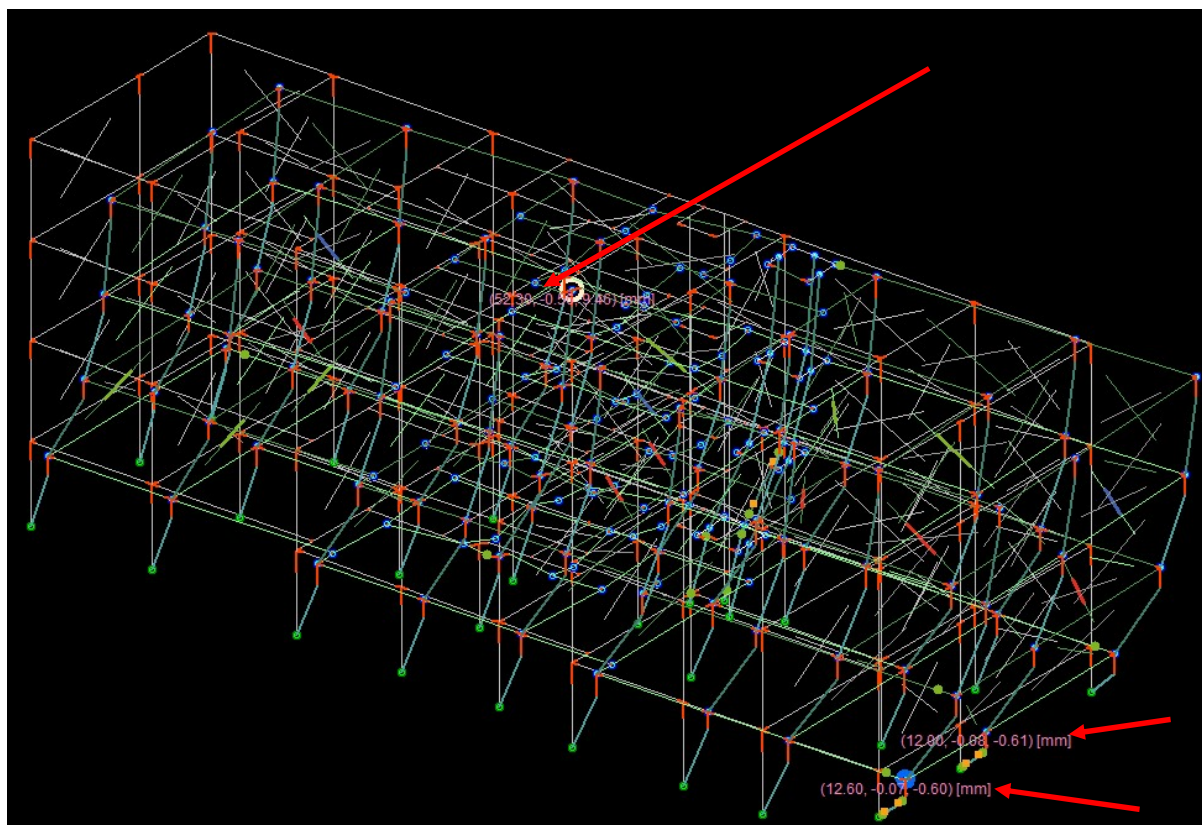
Με τα παραπάνω δεδομένα για την NC, η καμπτική συμπεριφορά κρίνεται ικανοποιητική. Ωστόσο η υπέρβαση της διατηρητικής αντοχής κάποιου μέλους συμβαίνει αρκετά νωρίς -με την πορτοκαλί ευθεία να τέμνει τον άξονα των μετακινήσεων για μετακίνηση που ισοδυναμεί περί τα  $4,70\text{cm}$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση για την SD είναι περίπου 3,45cm , ενώ η στροφή του πρώτου μέλους που εξαντλεί την παραπάνω επιτελεστικότητα - όσο ώστε να ισχύει  $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma R_d$  - επέρχεται στα 6,20cm. Πιο δεξιά στην εικόνα, το σημείο  $a_u$  δίνει τη μετακίνηση που οδηγεί σε κατάρρευση της κατασκευής στα 17,90cm.

Όπως έχει γίνει αντιληπτό από τα παραπάνω, το άκρο κάθε γραμμικού μέλους μπορεί να είναι σε μία εκ των τριών παρακάτω διακριτών περιοχών (πράσινη, μπλε κόκκινη), ανάλογα με την τιμή της γωνίας στροφής-χορδής που έχει αναπτυχθεί τοπικά για την στοχευόμενη μετακίνηση του κόμβου ελέγχου της κατασκευής.

- $\theta > \theta_y$
- $\theta > (\theta_y + \theta_u) / 2\gamma R_d$
- $\theta > \theta_u / \gamma R_d$
- $V > V_{Rmax}$

Ισχύει ότι  $\theta_y$  είναι η γωνία στροφής χορδής του μέλους στην διαρροή και  $\theta_u$  στην αστοχία. Το τελευταίο σύμβολο (πορτοκαλί) σχετίζεται με την υπέρβαση διατμητικής αντοχής του μέλους.

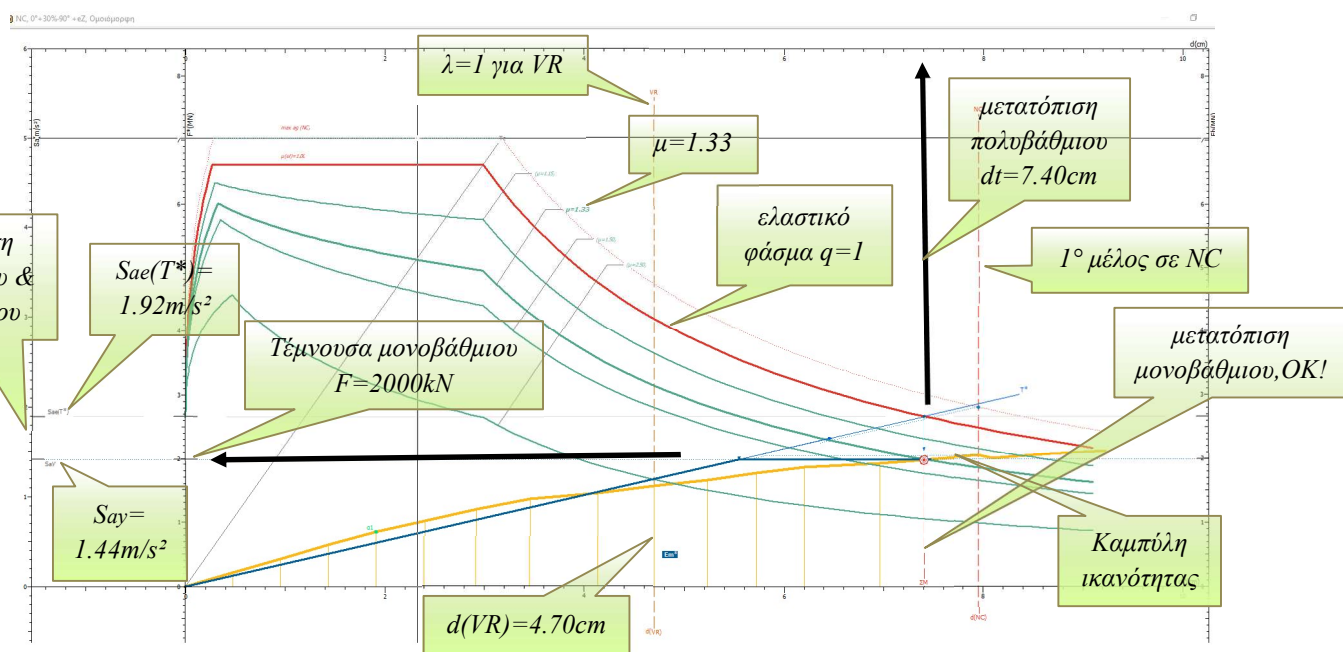


*ΕΙΚΟΝΑ 83: 3d απεικόνιση του φορέα μετά τη διατμητική αστοχία VR.*

Στην εικόνα 83 ο κόμβος ελέγχου του κτιρίου εμφανίζει μετακίνηση 5,23cm, έχουμε δηλαδή περάσει τα 4,70cm πού όπως είδαμε στο προηγούμενο διάγραμμα σχετίζονται με την πρώτη διατμητική αστοχία. Στα υποστυλώματα K27 & K18 διακρίνονται ενδείξεις διατμητικής αστοχίας (πορτοκαλί κουκίδες) στη στάθμη του ισογείου, τόσο στη βάση όσο και στη στέψη των μελών για μετακινήσεις της τάξεως των ~1,20 cm (12,00 έως 12,60mm). Όπως μπορούμε να θυμηθούμε και από το προηγούμενο κεφάλαιο, τα δύο αυτά υποστυλώματα εμφάνισαν τις

σοβαρότερες ζημιές κατά το σεισμό του '99. Μάλιστα οι ρωγμές εκτείνονταν σε όλο το ύψος τους, επιβεβαιώνοντας τα αποτελέσματα του προγράμματος. Όσο για την προσομοίωση των τοιχοπληρώσεων με τις διαγώνιες ράβδους, θα δούμε ότι κάποιες έχουν εντονότερο πράσινο χρώμα, που σημαίνει ότι έχουν διαρρεύσει.

Το Fespa για την επίλυση της Pushover, ακολουθεί τη διαδικασία της μεθόδου N2. Η διγραμμική παράσταση της καμπύλης συμπεριφοράς (μπλε) έχει οριζόντιο μετελαστικό κλάδο και σχεδιάζεται μαζί με το ελαστικό φάσμα (χωρίς πλαστιμότητα, δηλαδή  $\mu=1$ ) σε όρους  $S_a-S_d$ . Παράλληλα σχεδιάζονται και τα ανελαστικά φάσματα για διάφορες τιμές πλαστιμότητας  $\mu$ . Το σημείο επιτελεστικότητας προκύπτει όταν η πλαστιμότητα της κατασκευής μέχρι το σημείο τομής με το φάσμα ισούται με την πλαστιμότητα του ανελαστικού φάσματος που περνάει από το σημείο τομής, δηλαδή το φάσμα που έχει πλαστιμότητα  $\mu=S_d/S_{dy}$ .



*ΕΙΚΟΝΑ 84: Διάγραμμα απαίτησης & διγραμμική καμπύλη ικανότητας. Επιτελεστικότητα NC, κατεύθυνση 0°+30%-90° +eZ, ομοιόμορφη κατανομή. Η πρώτη ανεπάρκεια, εκεί δηλαδή όπου το πλέον εύτρωτο μέλος έχει  $\lambda=1$ , εμφανίζεται πολύ νωρίς από διατημητική αστοχία για μετακίνηση  $d(VR) \approx 4.70cm$ .*

Για το διάγραμμα απαίτησης ικανότητας που προκύπτει από τον εκάστοτε συνδυασμό κατανομής & εκκεντρότητας, το Fespa δίνει υπολογισμούς και τελικές τιμές για τους βασικούς όρους. Η πλαστιμότητα, η ιδιοπερίοδος, η στοχευόμενη μετακίνηση, οι μέγιστες επιταχύνσεις κ.α. δίνονται αναλυτικά, επιτρέποντάς μας να διαχωρίσουμε τα χαρακτηριστικά εκείνα που καθορίζουν τη σεισμική συμπεριφορά του κτιρίου. Εδώ επίσης να διευκρινιστεί ότι η μικρή διαφορά που παρατηρείται στη στοχευόμενη μετακίνηση στη NC μεταξύ 7,00cm και 7.40cm στο 3D σε σχέση με το τεύχος, οφείλεται σε σφάλμα του προγράμματος.

μάζα μονοβάθμιου

Αναλυτικές σχέσεις που χρησιμοποιήθηκαν για τους υπολογισμούς

1.  $m^* = 1405.0tn$ ,  $\Gamma = 1.00$

$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{5.55cm}{1.42 \cdot 10^3 cm/s^2}} = 1.24s$

$q_u = \frac{1.90m/s^2}{1.42m/s^2} \therefore q_u = 1.33$

ιδιοπερίοδος μονοβάθμιου

Μάζα  $m^*$  και περίοδος  $T^*$  μονοβάθμιου συστήματος και παράγοντας πλαστιμότητας  $q_u$ .

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{d}{d^*} = \frac{F}{F^*}$$

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* dy^*}{Fy^*}} = 2\pi \sqrt{\frac{dy^*}{Say}}$$

$$q_u = q_n = R = \frac{S_{ax}(T^*)}{S_{ay}}$$

2.  $\mu_d = 1.33$

παράγοντας πλαστιμότητας

Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας  $\mu_d$ .

$$T^* \geq T_c = 0.50s \therefore \mu_d = q_u$$

3.  $dy^* = 2 \left( 7.48cm - \frac{9390.0cm \cdot 4kN}{1996.73kN} \right) = 5.55cm$

$C_1 = \mu_d / q_u = 1.33 / 1.33 = 1.00$

$d_{st}^* = 1.90m/s^2 \cdot \left[ \frac{1.24s}{2\pi} \right]^2 = 7.40cm$

$dt^* = 1.00 \cdot 7.40cm = 7.40cm$

$dy = 5.55cm$ ,  $dt = 7.40cm$

στοχευόμενη μετατόπιση

Στοχευόμενη μετατόπιση  $dt$ .

$$dy^* = 2 \left( d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

$$C_1 = \mu_d / q_u$$

$$d_{st}^* = S_e(T^*) \left[ \frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

$$dt^* = \mu_d / q_u \cdot d_{st}^*$$

$$dy = \Gamma \cdot dy^*, dt = \Gamma \cdot dt^*$$

4. NC:  $\max q = 0.170 \geq 0.160$  (ok)

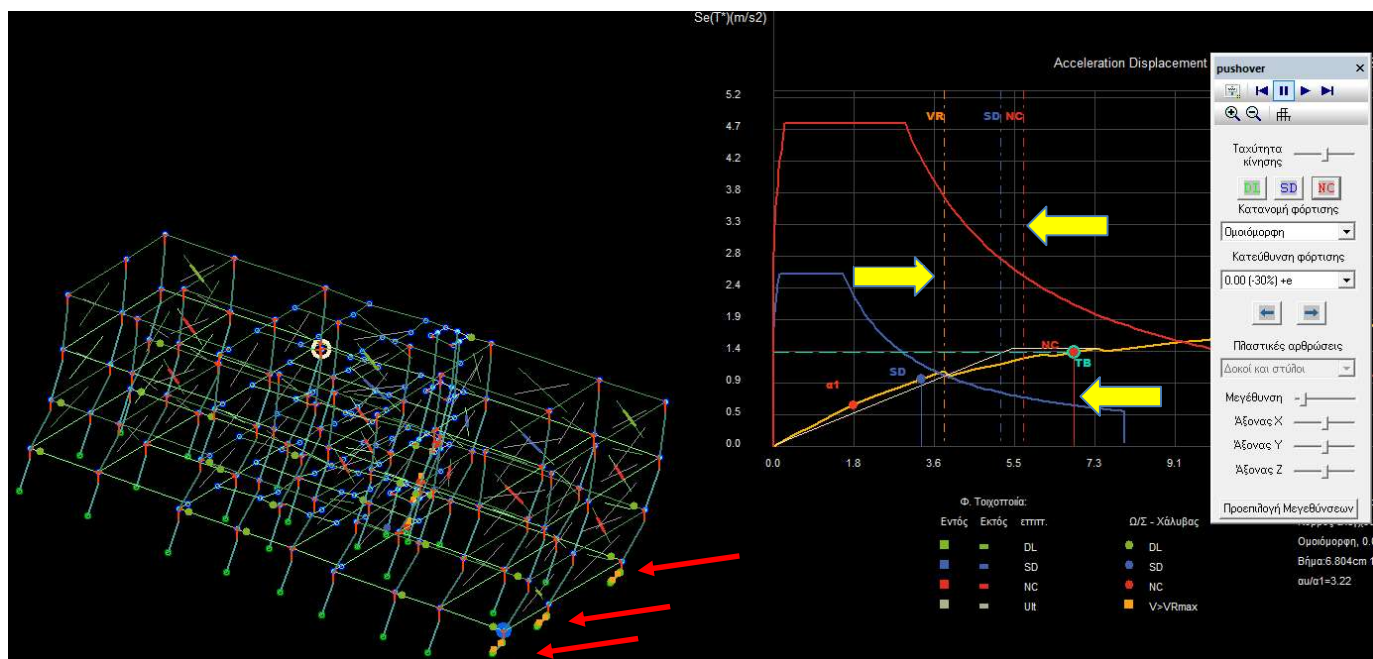
VR:  $\max q = 0.108 < 0.160$  (ok)

μέγιστες εδαφικές επιταχύνσεις

Μέγιστη επιτάχυνση  $\max a_g$  για  $\lambda_{max} = 1$  και επιτελεστικότητα NC.

EIKONA 85: Οι υπολογισμοί του προγράμματος με χρήση των αντίστοιχων τύπων για επιτελεστικότητα NC, κατεύθυνση  $0^\circ + 30\% - 90^\circ + eZ$ , ομοιόμορφη κατανομή. Η διατημητική αστοχία επέρχεται για εδαφική επιτάχυνση μικρότερη της απαιτούμενης  $0,16g$ .

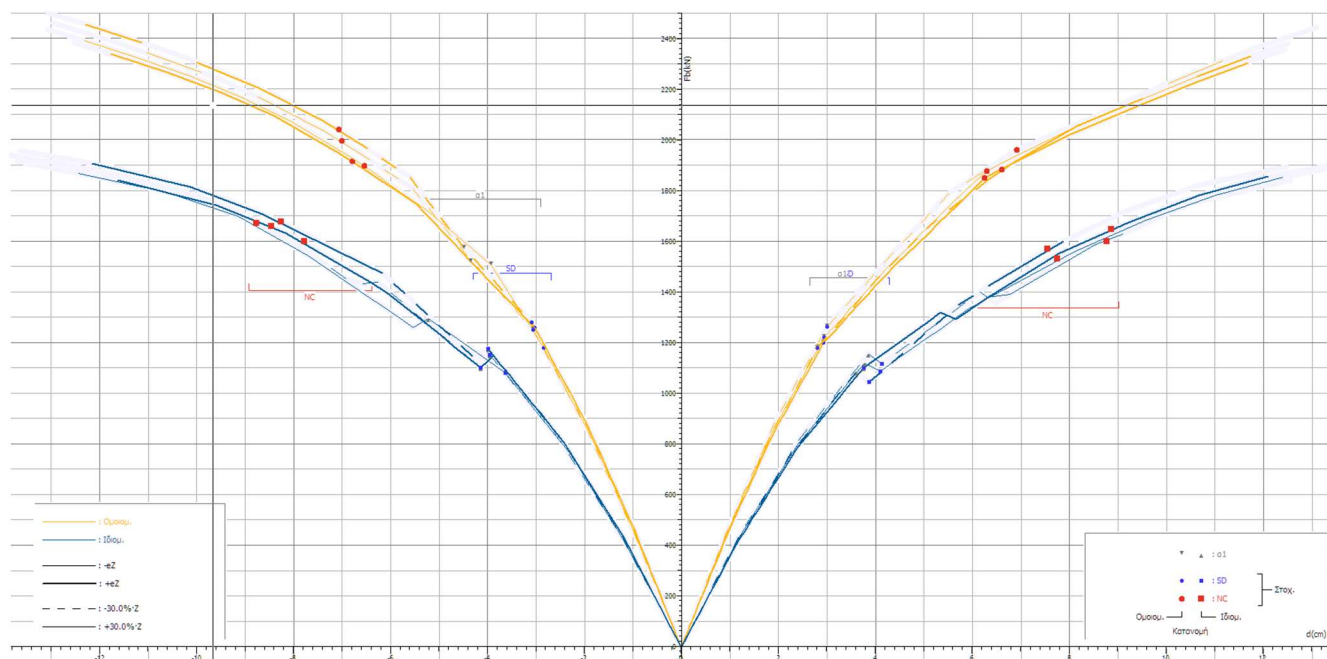
Αρκετά δυσμενή αποτελέσματα έχουν για το κτίριο και οι 2 κατανομές στη διεύθυνση  $0^\circ$  με εκκεντρότητα  $-30\%$ . Εδώ το πρώτο μέλος που συναντά την NC, παρατηρείται πριν την αντίστοιχη στοχευόμενη μετακίνηση. Και τα 3 κοντά υποστυλώματα που μας ενδιαφέρουν αστοχούν ακόμα νωρίτερα από διάτμηση.



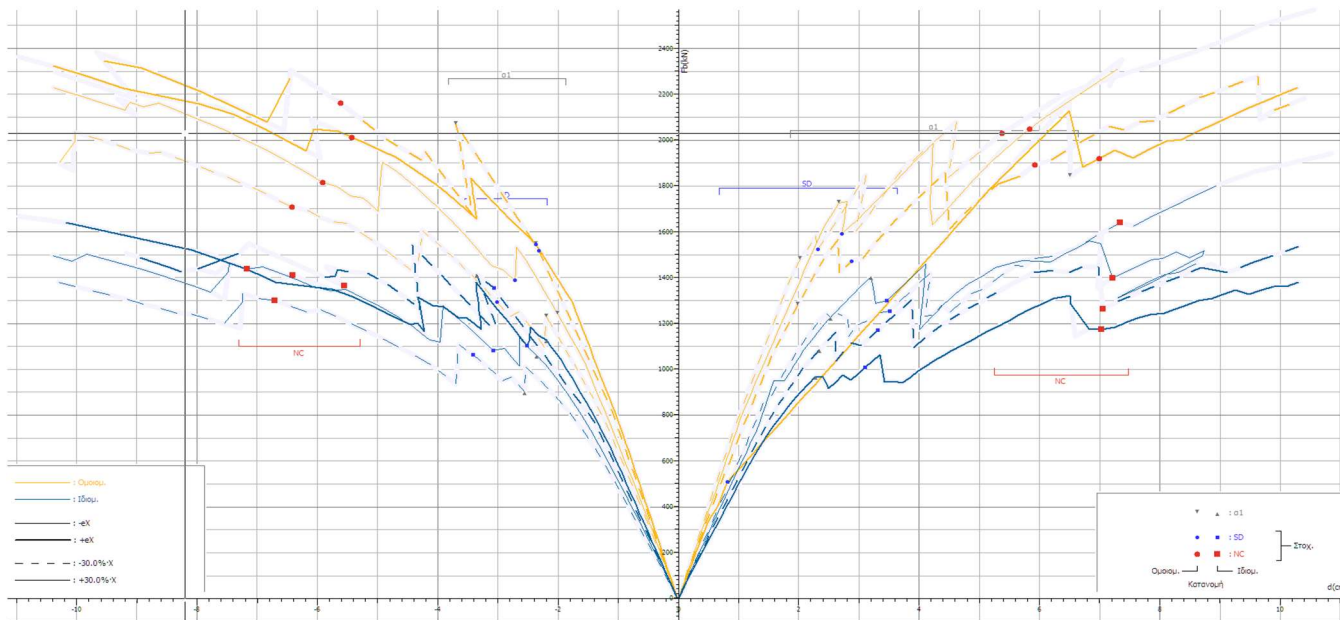
EIKONA 86: Πρόωρη αστοχία για την επιτελεστικότητα της οιονεί κατάρρευσης.

Ενδιαφέρον παρουσιάζουν τα συγκεντρωτικά διαγράμματα F-d των 32 αναλύσεων. Οι καμπύλες ικανότητας με κίτρινο είναι αυτές της ομοιόμορφης κατανομής και οι μπλε της ιδιομορφικής.

Διεύθυνση: X



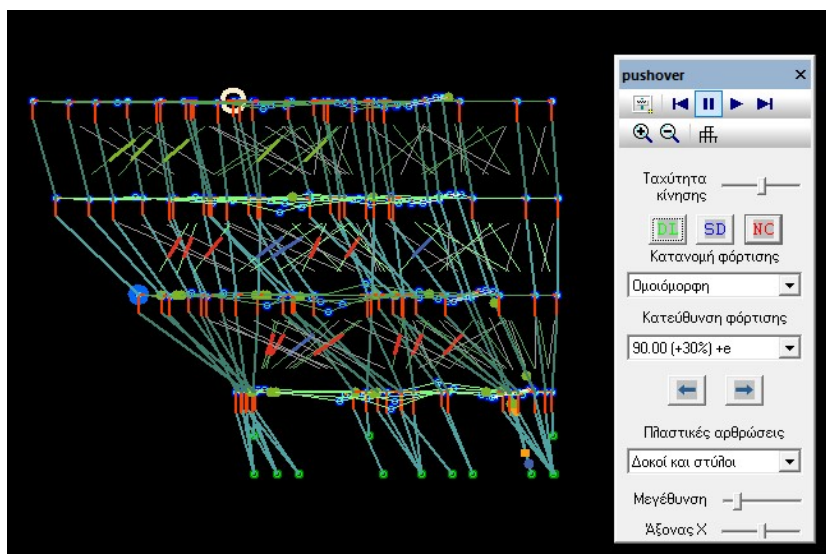
ΕΙΚΟΝΑ 87: Σχηματική απεικόνιση των 16 αναλύσεων κατά -X



ΕΙΚΟΝΑ 88: Σχηματική απεικόνιση των 16 αναλύσεων κατά -Z. Τα “πριονωτά” στοιχεία οφείλονται στις τοιχοπληρώσεις που βρίσκονται στην πλειονότητά τους στην εγκάρσια διεύθυνση και μετέχουν στο σεισμό.



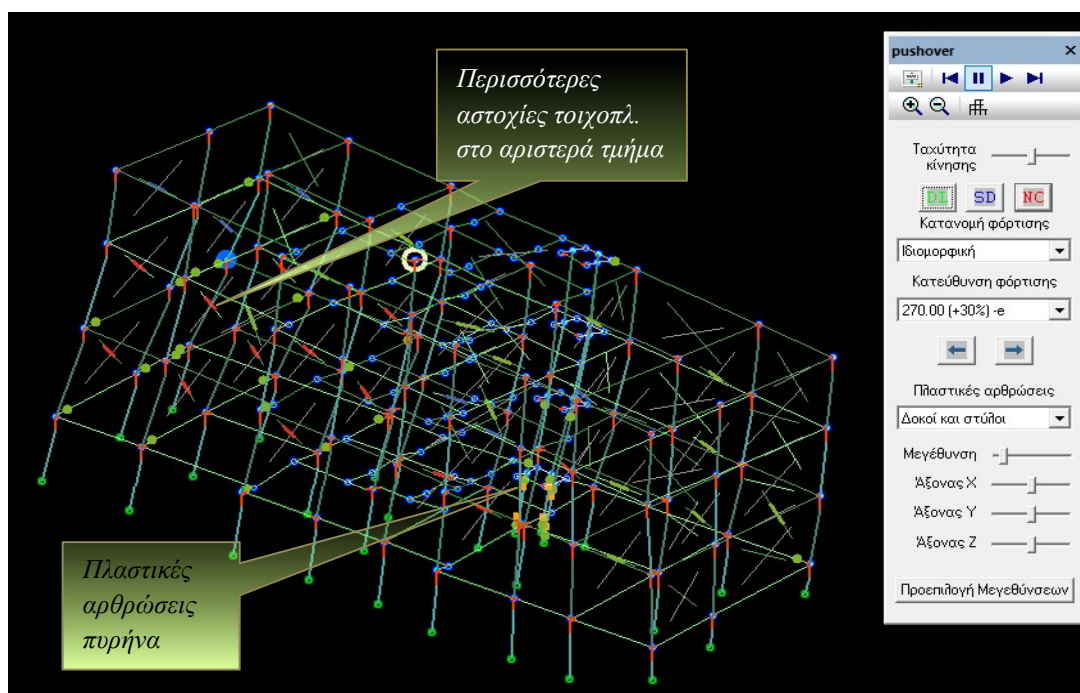
Με αφορμή τα παραπάνω διαγράμματα θα μελετηθεί η συμπεριφορά του κτιρίου για ομοιόμορφη κατανομή στην εγκάρσια διεύθυνση  $90^\circ+30\% \cdot 90^\circ +eZ$  :



ΕΙΚΟΝΑ 89: Διεύθυνση φόρτισης  $90^\circ+30\% \cdot 90^\circ +eZ$  , επιτελεστικότητα NC.

Στην παραπάνω εικόνα (εικ. 89), στο βάθος του ισογείου διακρίνονται οι κόμβοι των κοντών υποστυλωμάτων, τα οποία δεν εμφανίζουν πλαστικές αρθρώσεις. Οι τοιχοπληρώσεις των χαμηλότερων ορόφων έχουν αστοχήσει πλήρως. Ο μαλακός όροφος της pilotis ωστόσο, δε φαίνεται -τουλάχιστον σε αυτή τη φάση- να έχει σημαντικά διαφορετική συμπεριφορά από τις ανώτερες στάθμες.

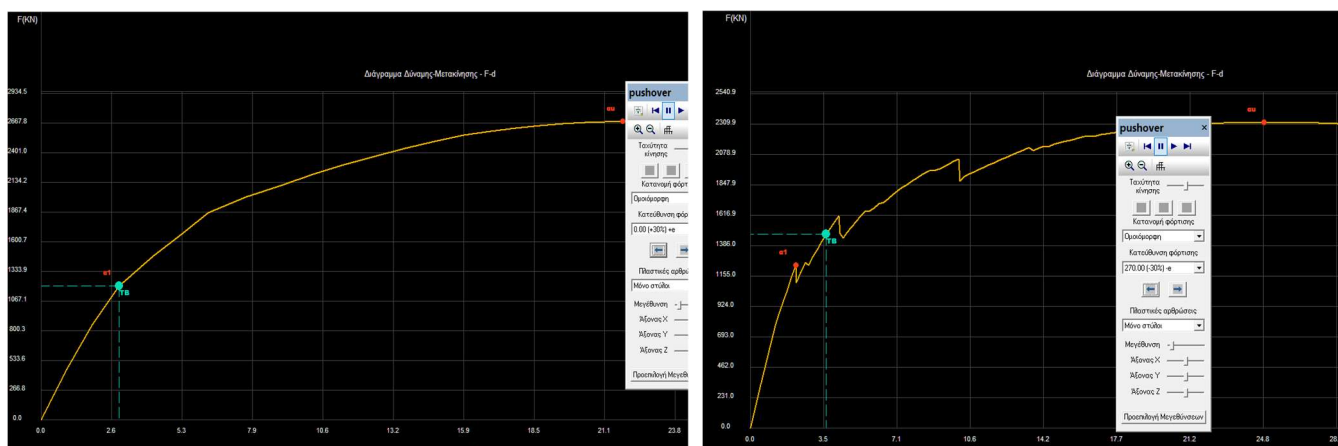
Μελετώντας περαιτέρω τη συμπεριφορά του κτιρίου, σε ιδιομορφική κατανομή αυτή τη φορά, θα λάβουμε κι άλλες πληροφορίες για αδυναμίες των μελών (βλ. εικόνα 90).



ΕΙΚΟΝΑ 90: Διεύθυνση φόρτισης  $270^\circ+30\% \cdot 90^\circ -eZ$  , επιτελεστικότητα NC.

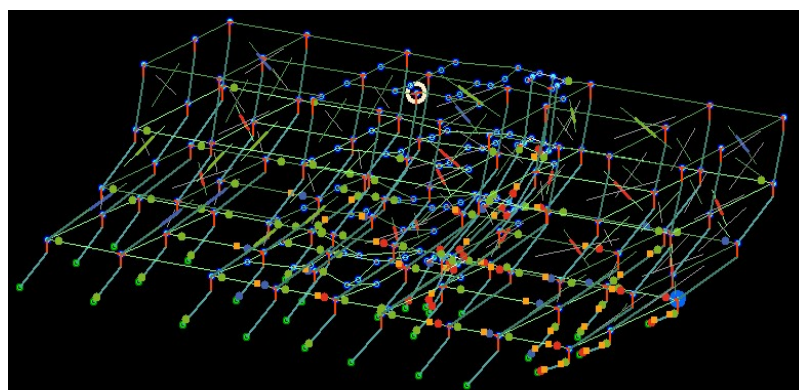
Στην παραπάνω φόρτιση (βλ. εικόνα 90) εντοπίζονται αστοχίες στα τοιχεία του ανελκυστήρα, κάτι που είναι λογικό μιας και η διάταξη 2 εξ' αυτών είναι παράλληλα στη φόρτιση, ενώ ταυτόχρονα είναι και τα μόνα τοιχεία της κάτοψης, οπότε εύλογα καλούνται να παραλάβουν σημαντικό ποσοστό τέμνουσας δύναμης. Η εκκεντρότητα του 30% δίνει μεγαλύτερες παραμορφώσεις στο αριστερό τμήμα του κτιρίου, όπως μαρτυρούν και τα διαφορετικά επίπεδα αστοχίας των τοιχοπληρώσεων, σε σχέση με τις πιο ήπιες στα δεξιά. Εξαιτίας αυτής της εκκεντρότητας, φαίνεται να αποφεύγουν την οποιαδήποτε αστοχία τα 3 κοντά υποστυλώματα που παρακολουθούνται.

Ενδιαφέρον έχουν οι καμπύλες αντίστασης της εικόνας 91, ιδίως η δεξιά ως προς τις απότομες μεταπτώσεις που εμφανίζει κατά το ξεκίνημά της. Στις θέσεις αυτές έχουμε αστοχίες των τοιχοπληρώσεων, τις οποίες όμως ακολουθεί γρήγορη ανάκτηση της αντοχής. Βέβαια η εικόνα αυτή προκύπτει από φόρτιση στην εγκάρσια διεύθυνση του κτιρίου ( $270^\circ$ ), που όπως έχει σημειωθεί, υπάρχει πληθώρα τοιχοπληρώσεων, των οποίων η παρουσία στην προκειμένη περίπτωση γίνεται αισθητή. Αντίθετα στην αριστερή καμπύλη, με τη σεισμική φόρτιση να είναι στη διαμήκη διεύθυνση του κτιρίου ( $0^\circ$ ), η ήπια πορεία της καμπύλης μαρτυρά τη μικρή επιρροή των τοιχοπληρώσεων.



Εικόνα 91: Σύγκριση επιρροής τοιχοπληρώσεων.

Τέλος, αξίζει να δούμε στη διπλανή εικόνα τη συμπεριφορά του φορέα στο τελευταίο βήμα πριν την κατάρρευση (σημείο α<sub>ii</sub>) για ομοιόμορφη κατανομή  $0^\circ+30\% \cdot 90^\circ +eZ$ .



Παρατηρούμε ότι πολλά μέλη του φορέα έχουν στροφές που φτάνουν έως τη θραύση, συμπεριλαμβανομένων των τοιχοπληρώσεων. Χαρακτηριστικά μπορούμε να δούμε πάνω δεξιά τα παραμορφωμένα πλαίσια με τα χιαστί, από τα οποία εκείνο το ένα που λειτουργεί θλιπτικά, έχει λάβει κόκκινο χρώμα (υπέρβαση NC). Εδώ βέβαια να διευκρινιστεί ότι βάσει ΚΑΝ.ΕΠΕ δε χρειάζεται συνεκτίμηση των τοιχοπληρώσεων στη στάθμη NC. Τα υποστυλώματα K9-18-27 κάτω δεξιά, εκτός των άλλων, υποβάλλονται και σε καμπτικές αστοχίες.

Αυτό που μένει είναι να δοθεί η **συνολική εικόνα του κτιρίου**, όπως προκύπτει από το σύνολο των φορτίσεων, για την επιτελεσματικότητα της οιονεί κατάρρευσης. Οι μέγιστες αριθμητικές τιμές που λαμβάνονται από τα διαγράμματα, που έχουμε δει, συνοψίζονται στον παρακάτω πίνακα του προγράμματος.

Δίνονται μεταξύ άλλων οι μέγιστες μετακινήσεις του πραγματικού πολυβάθμιου συστήματος και στις δύο διευθύνσεις, καθώς και η κατανομή φόρτισης που τις προκαλεί. Οι διαθέσιμοι καθολικοί δείκτες πλαστιμότητας  $q_u$  και υπεραντοχής  $q_s$ . Ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής  $\max a_g(NC)$  που μπορεί να επιβληθεί στην κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεσματικότητας. Τέλος το  $P(NC)$  είναι η πιθανότητα υπέρβασης του μέγιστου σεισμικού γεγονότος κατά τη συμβατική διάρκεια ζωής του έργου, που θεωρείται ότι είναι 50 χρόνια.

#### Στάθμη επιτελεσματικότητας NC

##### 1. Στοιχειώμενη μετακίνηση $\Delta t$

<b>X:</b>	<b>+8.8cm</b>	<i>0°+30%·90° +eX, Ιδιομορφική</i>	<b>Z:</b>	<b>+7.4cm</b>	<i>90°+30%·0° +eX, Ιδιομορφική</i>
	<b>-8.7cm</b>	<i>180°-30%·270° -eZ, Ιδιομορφική</i>		<b>-7.8cm</b>	<i>270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική</i>

##### 2. Στοιχειώμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$ =	0.70	
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_u (=q_n)$ =	2.56	
Παράγοντας στοιχειώμενης πλαστιμότητας	$\max \mu_d$ =	2.56	<i>270°-30%·180° +eX, Ιδιομορφική</i>

##### 3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς $q$ (για αποτίμηση)

Πλαστιμότητας $q_u (=q_n)$ και υπεραντοχής $q_s (=q_u)$	$q_u$ =	1.69	$q_s$ =	1.00	
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$\min q$ =	$q_u \cdot q_s$	=	<b>1.69</b>	<i>90°+30%·0° -eX, Ιδιομορφική</i>

##### 4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	$\max C_d$	=	$\mu_d / q_u$	
	= 1.77 / 1.77	=	<b>1.00</b>	<i>270°-30%·180° -eX, Ιδιομορφική</i>

##### 5. Ικανότητα επιτάχυνσης για $\lambda_{\max} = 1$

	$\max a_g(NC)$ =	<b>0.123</b>	<i>90°-30%·180° +eX, Ομοιόμορφη</i>
	$\max a_g(VR)$ =	<b>0.065</b>	<i>270°+30%·0° +eX, Ομοιόμορφη</i>

##### 6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]

	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k}$	$\therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$	[EC8-2 (A.3)]
Περίοδος επαναφοράς NC	$\max T_R(NC) = (0.123/0.160)^{3.0} \cdot 475$	=	<b>217 έτη</b> < 475!
Περίοδος επαναφοράς VR	$\max T_R(VR) = (0.065/0.160)^{3.0} \cdot 475$	=	<b>32 έτη</b> < 475!
	$P = 1 - e^{-T_u/\max T_R}$		[EC8-1§2.1(1)]
Πιθανότητα υπέρβασης NC σε 50 έτη	$P(NC) = 1 - e^{-50/217}$	=	<b>20.57%</b> > 10%!
Πιθανότητα υπέρβασης VR σε 50 έτη	$P(VR) = 1 - e^{-50/32}$	=	<b>79.18%</b> > 10%!

Δεν ικανοποιείται κανένας στόχος του Πίνακα 2.1 του ΚΑΝΕΠΕ.

EIKONA 92: Συγκεντρωτικά αποτελέσματα για την επιτελεσματικότητα NC.

Στο πεδίο 6 (βλ. εικόνα 92), φαίνεται ότι δεν ικανοποιούνται οι στόχοι του ΚΑΝ.ΕΠΕ. για την ΝC. Υπάρχουν κάποιες διευθύνσεις φορτίσεων που επιφέρουν καμπτικές αστοχίες. Όλες όμως οι διευθύνσεις και κατανομές προκαλούν **διατμητικές αστοχίες** οι οποίες, όπως ήταν αναμενόμενο, χρεώνονται στα κοντά υποστυλώματα. Οι πιθανότητες επανεμφάνισης σεισμού που θα τους προκαλέσει ανάλογη βλάβη είναι εξαιρετικά υψηλές (79,18% σε 50 έτη – όταν το όριο είναι 10%). Η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου του κτιρίου κυμαίνεται από 7,4 cm έως 8,8cm και με δεδομένο το ύψος το κτιρίου περίπου στα 12m , έχουμε ποσοστό μετακίνησης <1% του ύψους του. Το  $\max a_g$  , ο μέγιστος σεισμικός συντελεστής που μπορεί να επιβληθεί στην κατασκευή έτσι ώστε αυτή να μην ξεπεράσει οριακά την αντίστοιχη στάθμη επιτελεστικότητας, είναι 0,123. Τέλος η διαθέσιμη πλαστιμότητα είναι  $q=1.69$ , τιμή αναμενόμενα χαμηλή για κτίριο της εποχής του.

Η μελέτη ολοκληρώνεται με την αντίστοιχη παρουσίαση των αποτελεσμάτων για τη στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικές Βλάβες (βλ. εικόνα 93). Εδώ η στοχευόμενη μετακίνηση κυμαίνεται από 3,5cm έως 4,38cm. Παράλληλα βλέπουμε ότι ικανοποιούνται οι όλοι οι στόχοι του ΚΑΝ.ΕΠΕ. Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνει ελάχιστη τιμή  $q= 1.58$  , η οποία είναι σχετικά κοντά με το  $q= 1.70$  που προτείνεται στον Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ.

**Στάθμη επιτελεστικότητας SD**

**1. Στοχευόμενη μετακίνηση dt**

<b>X:</b>	+4.3cm -4.2cm	$0^\circ+30\% \cdot 90^\circ +eZ$ , <i>Ιδιομορφική</i> $180^\circ+30\% \cdot 90^\circ -eZ$ , <i>Ιδιομορφική</i>	<b>Z:</b>	+3.5cm -3.6cm	$90^\circ+30\% \cdot 0^\circ +eX$ , <i>Ιδιομορφική</i> $270^\circ \cdot 30\% \cdot 180^\circ -eX$ , <i>Ιδιομορφική</i>
-----------	------------------	--	-----------	------------------	---

**2. Στοχευόμενη πλαστιμότητα (για ανασχεδιασμό)**

Περίοδος μονοβάθμιου συστήματος	$T^*(s)$ =	0.71
Συντελεστής συμπεριφοράς πλαστιμότητας	$q_d (=q_n)$ =	1.49
Παράγοντας στοχευόμενης πλαστιμότητας	$\max \mu_d$ =	1.49

*270^\circ+30\% \cdot 0^\circ +eX*, *Ιδιομορφική*

**3. Διαθέσιμος συντελεστής συμπεριφοράς q (για αποτίμηση)**

Πλαστιμότητας $q_d (=q_n)$ και υπεραντοχής $q_s (=q_u)$	$q_d$ =	1.36	$q_s$ =	1.16
Διαθέσιμος συντελεστής σεισμικής συμπεριφοράς	$\min q$ =	$q_d \cdot q_s$	=	<b>1.58</b>

*90^\circ+30\% \cdot 0^\circ -eX*, *Ομοιόμορφη*

**4. Επιρροή ανελαστικής συμπεριφοράς, [ΚΑΝΕΠΕ, §5.7.4.2]**

Λόγος ανελαστικών μετατοπίσεων	$\max C_1$ =	$\mu_d / q_d$	=	<b>1.00</b>
	= 1.38 / 1.36			

*270^\circ \cdot 30\% \cdot 180^\circ -eX*, *Ιδιομορφική*

**5. Ικανότητα επιτάχυνσης για  $\lambda_{max} = 1$**

	$\max a_g(SD)$ =	<b>0.116</b>
--	------------------	--------------

*90^\circ \cdot 30\% \cdot 180^\circ +eX*, *Ομοιόμορφη*

**6. Στόχοι αποτίμησης, [ΚΑΝΕΠΕ, §2.2.1]**

Περίοδος επαναφοράς SD	$\max a_g / a_{gR} = (\max T_R / T_{LR})^{1/k}$	$\therefore \max T_R = (\max a_g / a_{gR})^k \cdot T_{LR}$	[EC8-2 (A.3)]
	$\max T_R(SD) = (0.116/0.160)^{3.0} \cdot 475$	=	<b>179 έτη</b> > 72 (ok)
Πιθανότητα υπέρβασης SD σε 50 έτη	$p = 1 - e^{-T_L/\max T_R}$		[EC8-1§2.1(1)]
	$P(SD) = 1 - e^{-50/179}$	=	<b>24.39%</b> < 50% (ok)
Στόχος που ικανοποιείται:	<b>B2 : <math>P(SD) &lt; 50\%</math></b>		[ΚΑΝΕΠΕ Πλη. 2.1]

*EIKONA 93: Συγκενρωτικά αποτελέσματα για την επιτελεστικότητα SD.*

## 5.3 Αποτίμηση με τη μέθοδο δυναμικής ανάλυσης Χρονοϊστορίας

### 5.3.1 Γενικά

Κατά την εκτέλεση της Pushover, αποδείχθηκε η σημαντική επιρροή των ανώτερων ιδιομορφών του κτιρίου της μελέτης, οπότε σύμφωνα με τον κανονισμό απαιτείται και μια συνοδευτική ελαστική ανάλυση.

Στη μέθοδο της Χρονοϊστορίας το προσομοίωμα υποβάλλεται σε σεισμική δράση υπό μορφή ιστορικού επιταχύνσεων βάσεως. Η πηγή αυτής μπορεί να είναι, είτε από πραγματικές καταγραφές, είτε από συνθετικά επιταχυνσιογραφήματα (KAN.ΕΠΕ §5.8.3.2). Το κτίριο αναλύεται για ταυτόχρονη δράση ζευγών επιταχυνσιογραφημάτων στις διευθύνσεις X & Y.

Για τους σκοπούς της αποτίμησης διατίθενται η μέθοδος καθολικού δείκτη συμπεριφοράς  $q$ , καθώς και η μέθοδος τοπικών δεικτών  $m$ . Μάλιστα, για τις επιτελεστικότητες SD & NC επιτρέπεται η προσάξηση τους σε ποσοστό έως 25%, ώστε να εισαχθεί η έννοια της πλαστιμότητας έστω και στην ελαστική ανάλυση.

Η πρώτη (του καθολικού  $q$ ) οδηγεί εν γένει σε αποτελέσματα παρόμοια ή συντηρητικότερα και συνίσταται η εφαρμογή της σε φορείς που δεν παρουσιάζουν έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων (όπως π.χ. συμβαίνει στην περίπτωση κτιρίων με ασθενή όροφο).

Σε φορείς όπου αναμένεται έντονη ανισοκατανομή των απαιτούμενων πλαστικών παραμορφώσεων συνίσταται η μέθοδος των επιμέρους τοπικών δεικτών  $m$  (KAN.ΕΠΕ §5.8.3.2). Ως τοπικός δείκτης  $m$ , ορίζεται ο λόγος  $m=d_d/d_y=\theta_d/\theta_y$ , όπου  $d_d$  η τιμή σχεδιασμού της οριακής παραμόρφωσης ανάλογα με τη στάθμη επιτελεστικότητας. Για παράδειγμα, στη στάθμη επιτελεστικότητας B, ισχύει  $d_d \approx d_y+d_w/2\gamma_{Rd}$  (KAN.ΕΠΕ §4.7.1) .

Παρουσιάζει εξαιρετικό ενδιαφέρον να καταγραφούν οι ιδιαιτερότητες που υπάρχουν ανάμεσα στις παραπάνω προσεγγίσεις. Έτσι θα εκτελεστούν 3 διαφορετικές αναλύσεις στο προσομοίωμα του κτιρίου: (i) φυσική καταγραφή και αποτίμηση με δείκτες  $m$ , (ii) τεχνητό επιτ/γράφημα και αποτίμηση με δείκτες  $m$  και (iii) τεχνητό επιτ/γράφημα και αποτίμηση με δείκτη  $q$ .

Στο κεφάλαιο αυτό, όπου εφαρμόζεται η γραμμική μέθοδος ανάλυσης, ισχύει το πλαίσιο των Ευρωκωδίκων και γενικώς οι έλεγχοι γίνονται σε όρους εντατικών μεγεθών (KAN.ΕΠΕ §4.1.3.).

## 5.3.2 Εισαγωγή παραμέτρων για ανάλυση Χρονοϊστορίας

### 5.3.2.1 Πραγματικές σεισμικές καταγραφές

```
NPOINTS DT Tanalysis AllDirs(1/0)
7817 0.005 39.09 1
X DIR
-0.31152E-02
0.99883E-02
0.15640E-01
0.18231E-01
0.16901E-01
0.12445E-01
0.69664E-02
0.28939E-02
0.19131E-02
0.41748E-02
0.83393E-02
```

Επιλέχθηκε η καταγραφή που έγινε στο κτίριο του ΚΕΔΕ από το Αστεροσκοπείο Αθηνών. Το αρχείο (τύπου .txt) εισάγεται στο Fespa, από όπου και γίνεται ανάγνωση της επιτάχυνσης ανά πάσα στιγμή, ενώ έχει τη μορφή που φαίνεται αριστερά. Τα 7817 σημεία επιτάχυνσης ανά 0,005 sec. , αναπαριστούν το γράφημα του σεισμού με συνολική διάρκεια 39,09 sec.

Ο σεισμός αυτός λαμβάνεται ως έχει, χωρίς προσαυξήσεις στους διαθέσιμους συντελεστές. Η αποτίμηση θα γίνει για να ταυτοποιηθούν οι πραγματικές βλάβες του κτιρίου.

### 5.3.2.2 Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα

Παράγονται αυτοματοποιημένα από το πρόγραμμα με τη μέθοδο της φασματικής αναπαράστασης με όσο το δυνατόν καλύτερη προσαρμογή στο ελαστικό φάσμα σχεδιασμού. Οι σεισμοί αυτοί είναι τυχαίοι μεταξύ τους και ανεξάρτητοι. Βάσει ΚΑΝΕΠΕ εάν επιλεγούν από 3 έως 6 σεισμοί, τότε ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με την περιβάλλουσα δράσεων των σεισμών. Στην περίπτωση μας όμως, επιλέγονται 7 σεισμοί και ο έλεγχος επάρκειας γίνεται με βάση το μέσο όρο των μέγιστων δράσεων του κάθε σεισμού.

Το πρόγραμμα, με την επιλογή “διαβάθμιση βάσει φάσματος” δίνει τη δυνατότητα για κλιμάκωση των σεισμικών διεγέρσεων τόσο στις οριζόντιες, όσο και στην κατακόρυφη συνιστώσα (που έτσι κ αλλιώς έχει τεθεί ανενεργή). Προτιμάται όμως μια ήπια αντιμετώπιση για το κτίριο και έτσι δεν εκμεταλλευόμαστε την παράμετρο αυτή. Για πιο ευμενή αποτελέσματα μάλιστα θα αξιοποιηθεί η δυνατότητα προσαύξησης των m και q , τα οποία πολλαπλασιάζονται με 1,25 βάσει §5.7.2.β του ΚΑΝΕΠΕ.

Πραγματοποιούνται όλες οι σεισμικές επιλύσεις στον φορέα με και χωρίς τοιχοπληρώσεις, οπότε και εξάγονται τα δυσμενέστερα αποτελέσματα των 2 αναλύσεων.

Αναφορικά με το δείκτη συμπεριφοράς q, υπάρχουν οι προτάσεις του Πίνακα Σ4.4 του ΚΑΝ.ΕΠΕ, αλλά μιας και στην περίπτωσή μας έχει ήδη υπολογιστεί με ακρίβεια από την ανελαστική ανάλυση, θα ληφθεί από εκεί. Αυτό σημαίνει  $q_{NC}=1.69$  &  $q_{SD}=1.58$  .

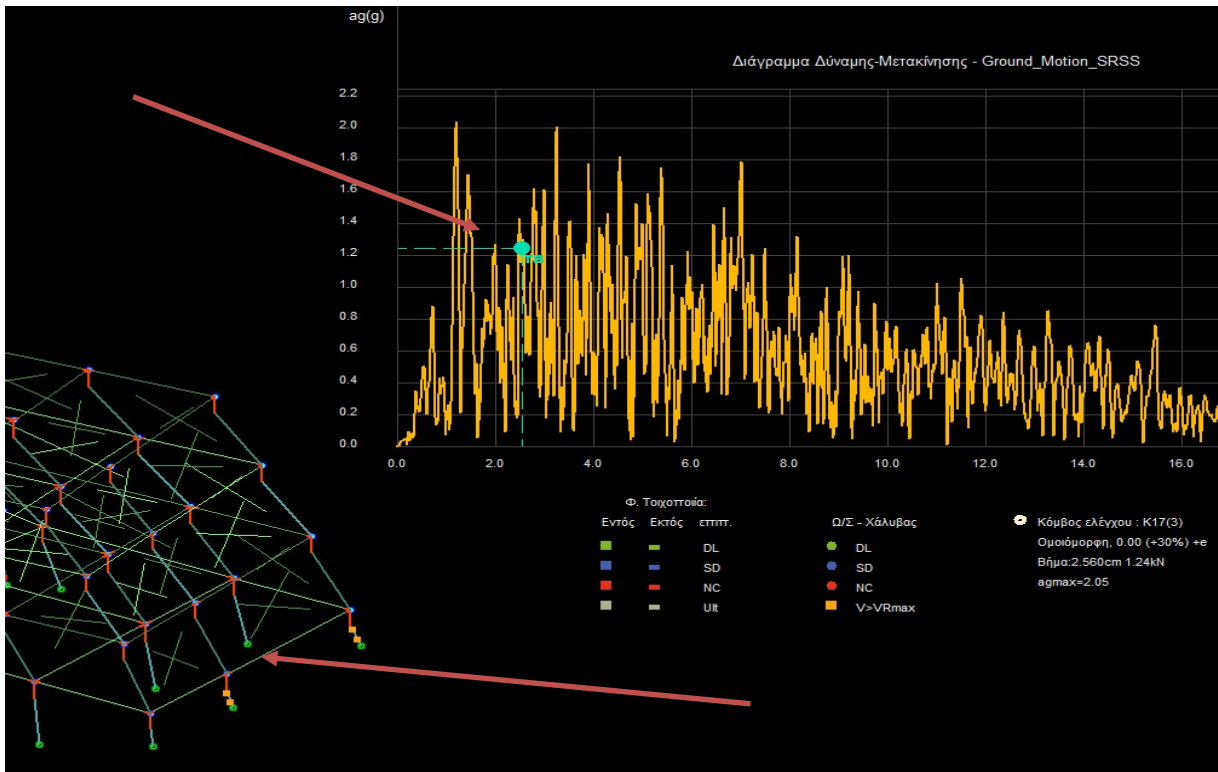
Μέθοδος m, q		
Αποτίμηση με ελαστική ανάλυση	?	Μέθοδος συντελεστή q
Αύξηση m, q	?	Ναι
Συντελεστής αύξησης m, q	?	1.250
Συντ. υπεραντοχής qDL	?	1.000
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qDL	?	1.100
Συντ. υπεραντοχής qSD	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qSD	?	1.580
Συντ. υπεραντοχής qNC	?	1.100
Συντ. σεισμικής συμπεριφοράς qNC	?	1.690
Μέγιστη τιμή συντελεστών m, m,max<math>q^k, k=...</math>	?	10.000
Έλεγχος VRSLs, VRsqat	?	Ναι
Έλεγχος διάτμησης δοκών	?	Ναι
Λόγος C1 = $\delta_{inel}/\delta_{el}$	?	1.000
Χρονοϊστορία		
Κατακόρυφη συνιστώσα	?	Όχι
Άοιπες τοικοπήρωσεις ενεργές	?	2 επιλύσεις (με και χωρίς τοικ./ρώσεις)
Ενισχυμένες τοικοπήρωσεις ενεργές	?	Ναι
Τοικοματοποιήσεις πλαισίων ενεργές	?	Ναι
Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα		
Αριθμός τεχνητών σεισμικών διεγέρσεων	?	7
Χρονικό βήμα dta (sec)	?	0.010
Διάρκεια Tdur (sec)	?	20.000

ΕΙΚΟΝΑ 94: Fespa input – Ρύθμιση παραμέτρων χρονοϊστορίας.

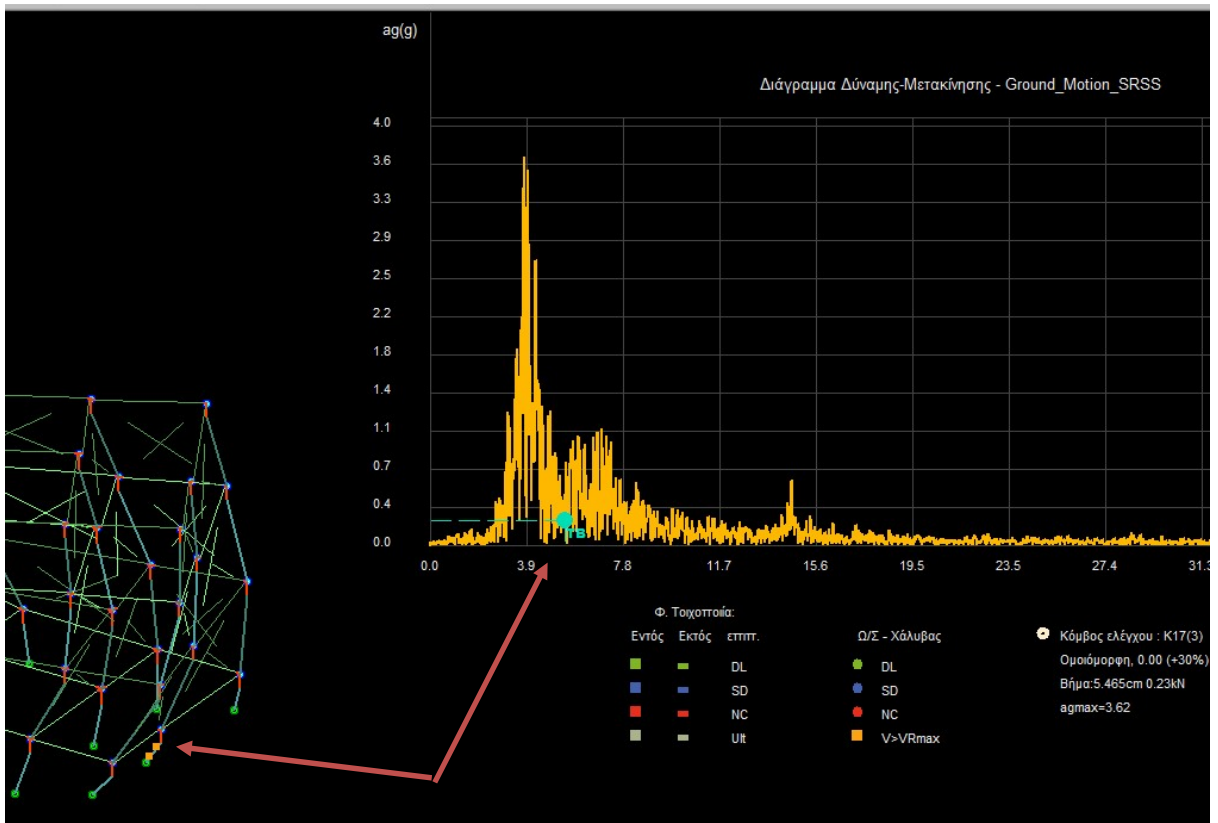
Έχουν δημιουργηθεί λοιπόν 2 προσομοιώματα, ένα για τοπικούς δείκτες μελών m, και ένα για καθολικό δείκτη q . Ο σεισμός που θα δεχθούν διαρκεί 20 δευτερόλεπτα. Στο επόμενο κεφάλαιο θα γίνει η επεξεργασία των αποτελεσμάτων των επιλύσεων.

### 5.3.3 Αποτελέσματα ανάλυσης Χρονοϊστορίας

Για να δημιουργηθεί μια πρώτη εικόνα της διαφορετικής επίδρασης του τεχνητού και του φυσικού σεισμού επάνω στο κτίριο, θα εξεταστούν τα τρισδιάστατα προσομοιώματα του προγράμματος για την εκάστοτε φόρτιση (εικόνες 95 & 96).



*ΕΙΚΟΝΑ 95: Τεχνητό επιταχυνσιογράφημα – Διατμητική αστοχία στα K9 & K18 λίγο πριν τα 3 sec.*

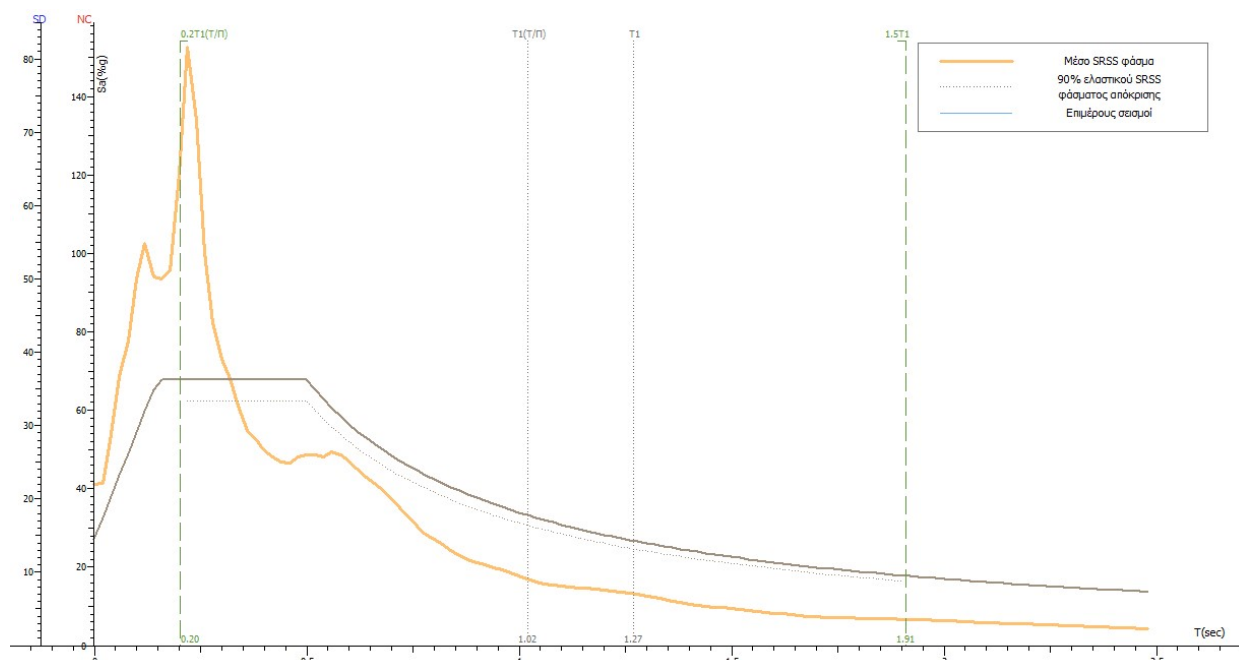


*ΕΙΚΟΝΑ 96: Επιταχυνσιογράφημα ΚΕΔΕ – Διατμητική αστοχία και στα 2 άκρα του μέλους K18, λίγο πριν τα 6 sec. Ο πραγματικός σεισμός έχει μεγαλύτερες επιταχύνσεις και είναι πιο υψίσυχνος σε σχέση με αυτόν της Εικ.96, που είναι στα πρότυπα του Φάσματος Ευρωκώδικα.*



### 5.3.3.1 Αποτελέσματα από τις πραγματικές σεισμικές καταγραφές

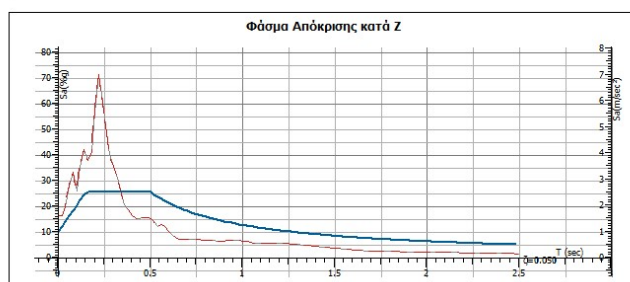
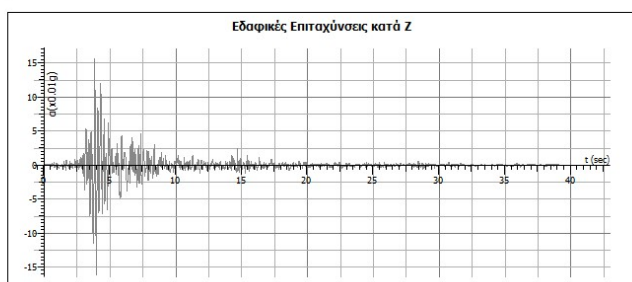
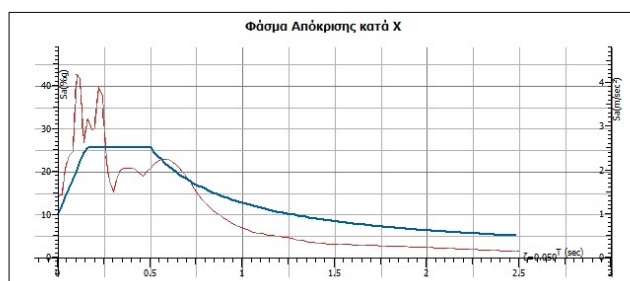
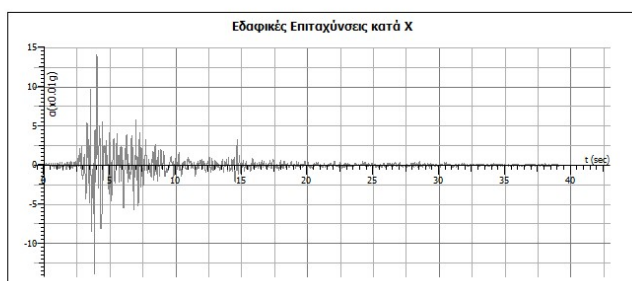
Παρακάτω (εικόνα 97) παρουσιάζεται το φάσμα του πραγματικού σεισμού της Αθήνας. Επίσης (εικόνα 98) τυπώνονται τα επιταχυνσιογραφήματα για τις δύο οριζόντιες διευθύνσεις.



ΕΙΚΟΝΑ 97: Μέσο φάσμα απόκρισης.

1)Athens\_1999\_x8.eqk

1) SD- Επιταχ/γήματα και φάσματα απόκρισης



ΕΙΚΟΝΑ 98: Παρουσίαση των συνιστωσών του σειсмоγραφήματος. Διεύθυνση x – Άνω, Διεύθυνση z – Κάτω. Με κόκκινη γραμμή το φάσμα της αντίστοιχης σεισμικής συνιστώσας, με μπλε το ελαστικό φάσμα του EC-8.

Παρατηρούμε ότι ο σεισμός αυτός ήταν σημαντικά μεγαλύτερος από το φάσμα σχεδιασμού στις μικρές ιδιοπεριόδους.

## Λείκτες ανεπάρκειας

Κατά την ολοκλήρωση της επίλυσης το πρόγραμμα δίνει αποτελέσματα για τις ανεπάρκειες του κτιρίου (εικόνα 99).

```
Τέλος επίλυσης.  
Σφάλμα E3201 K 4 (0) λM>1.0: λSD, i=1.05, λNC, i=1.64, λNC, j=1.53  
Σφάλμα E3201 K 4 (0) λV>1.0: λVSD, z=1.05, λVNC, sls=1.20, λVNC, z=1.99  
Σφάλμα E3201 K 5 (0) λM>1.0: λNC, i=1.31, λNC, j=1.18  
Σφάλμα E3201 K 5 (0) λV>1.0: λVNC, sls=1.37, λVNC, z=2.18  
Σφάλμα E3201 K 5 (1) λV>1.0: λVNC, sls=1.11, λVNC, z=1.09  
Σφάλμα E3201 K 5 (2) λV>1.0: λVNC, sls=1.18, λVNC, z=1.35  
Σφάλμα E3201 K 5 (3) λV>1.0: λVNC, sls=1.15, λVNC, z=1.27  
Σφάλμα E3201 K 6 (0) λM>1.0: λSD, i=1.10, λSD, j=1.02, λNC, i=1.55, λNC, j=1.44  
Σφάλμα E3201 K 6 (0) λV>1.0: λVNC, z=1.76  
Σφάλμα E3201 K 9 (0) λV>1.0: λVSD, z=1.56, λVNC, y=1.61, λVNC, z=2.56  
Σφάλμα E3201 K 12 (0) λV>1.0: λVNC, z=1.07  
Σφάλμα E3201 K 18 (0) λV>1.0: λVSD, z=1.88, λVNC, z=3.38  
Σφάλμα E3201 K 27 (0) λV>1.0: λVSD, z=1.27, λVNC, y=1.21, λVNC, z=2.28  
Σφάλμα E3201 Δ 2.1 (2) λM>1.0: λNC, i=1.02  
Σφάλμα E3201 Δ 2.1 (3) λM>1.0: λSD, i=1.36, λNC, i=1.45  
Επίλυση αρχείου : C:\Users\ \Desktop\PTYXIAKI\ΑΝΑΛΥΣΕΙΣ\3-TMHSTR-  
A_FRMFSPmMETHOD\3-TMHSTR-A_FRMFSPmMETHOD_th.xif  
Χρόνος επίλυσης : 0h: 0':55.85s  
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
```

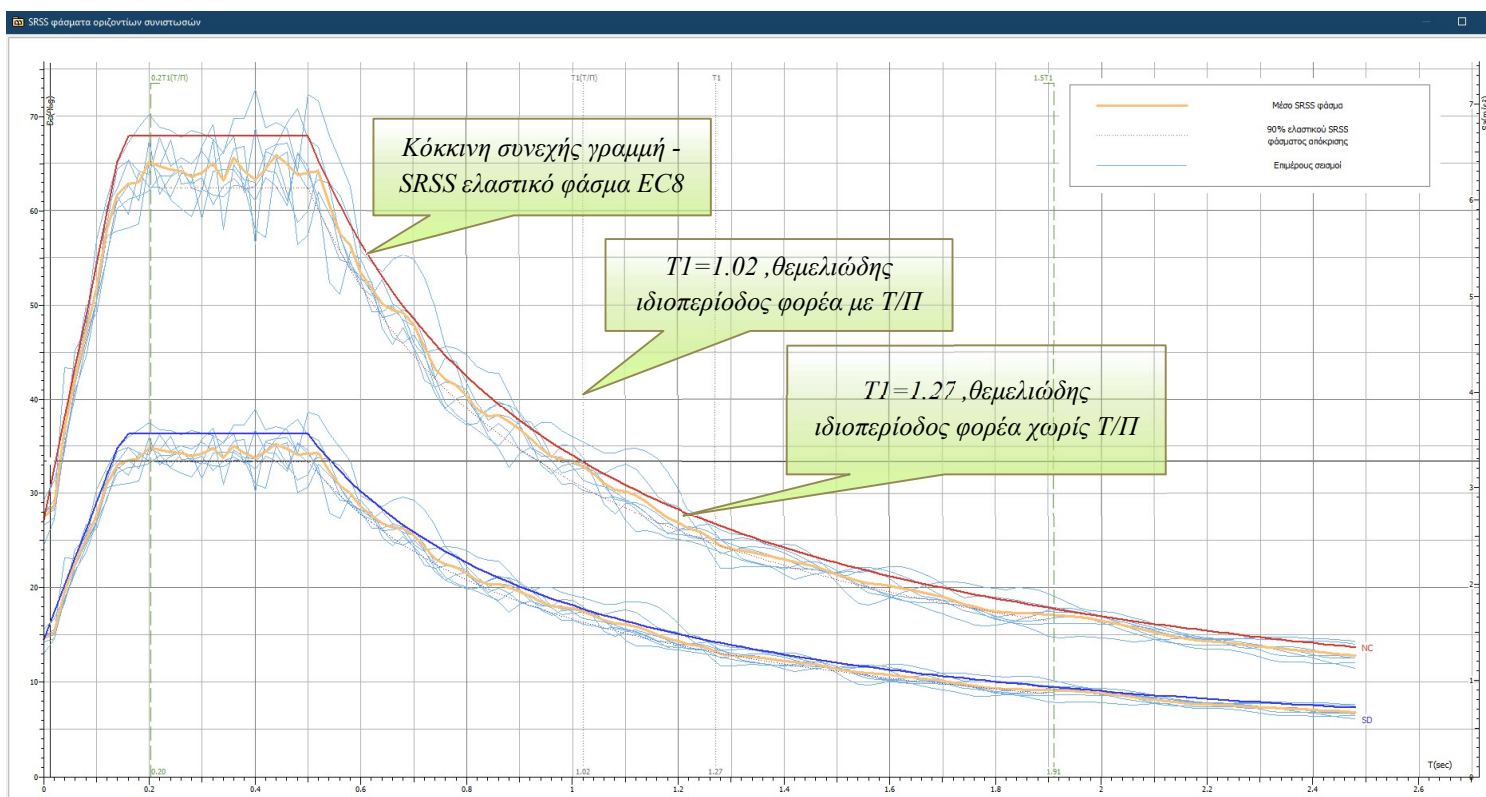
*EIKONA 99: Το Fespa κάνει άμεση εκτίμηση για τα μέλη που αστοχούν.*

Τα στοιχεία που προκύπτουν δίνουν σαφή εικόνα για την επίδραση του σεισμού στην κατασκευή:

- Τα **K9, K18 & K27** αστοχούν όλα από διάτμηση στη στάθμη επιτελεστικότητας Σημαντικών Βλαβών. Η συμπεριφορά και τα αίτια αστοχίας τους παρουσιάζονται εκτενώς, τόσο στην ανελαστική ανάλυση Pushover που προηγήθηκε, όσο και στην ανάλυση Χρονοϊστορίας με χρήση τεχνητών σεισμών, που ακολουθεί παρακάτω.
- Τα **K4, K5 & K6** αποτελούν τοιχεία του πυρήνα και είναι τα μόνα τοιχεία της κάτοψης. Επιβεβλημένα για τα σημερινά δεδομένα, αν αναλογιστεί κανείς την §4.1.7.1 του Ε.Α.Κ., όπου “*συνίσταται η διάταξη τοιχωμάτων στην περιοχή ανελκυστήρων*”. Όπως αναμενόταν, στο προσομοίωμα παρέλαβαν σημαντικό ποσοστό της σεισμικής τέμνουσας. Η αστοχία τους επισημάνθηκε και στην ανάλυση Pushover. Στην πράξη όμως δεν έδειξαν σημάδια καταπόνησης κατά το σεισμό του 1999. Η διατομή τους, όπως για παράδειγμα αυτή του **K5:155/15**, παρεκκλίνει της γεωμετρίας που συνηθίζεται σε σύγχρονες κατασκευές για μέλη αυτού του τύπου. Σύμφωνα με το §18.5.1 του ΕΚΩΣ, για πάχος τοιχείου μπορεί να ισχύει  $b \geq 150\text{mm}$  αν καταλήγει σε υποστυλώματα ή σε άλλες περιπτώσεις  $b \geq 250\text{mm}$ , ή  $200\text{mm}$  για τοιχώματα με ή χωρίς αυξημένες απαιτήσεις πλαστιμότητας. Ο σχεδιασμός τους λοιπόν, μπορεί να θεωρηθεί οριακός δεδομένων των απαιτήσεων. Το ίδιο ισχύει και για τον οπλισμό και τη διάταξή του, που με δεδομένο πως δεν υπάρχουν σχέδια κατασκευαστικών λεπτομερειών, πιθανόν να μην ακολουθείται η λογική των ενισχυμένων άκρων, με μόρφωση κρυφοϋποστυλωμάτων συγκεκριμένου μήκους. Το πρόγραμμα πάντως -και κρίνοντας πάντα με τα σημερινά δεδομένα- δικαίως θεωρεί αστοχίες για τα παραπάνω μέλη.
- Η ανεπάρκεια της δοκού **Δ 2.1** σχετίζεται και αυτή με την ασταθή συμπεριφορά του πυρήνα, καθώς το αριστερό της άκρο είναι συνδεδεμένο, μέσω κόμβου, με το **K5** (βλ. και σχέδια ξυλοτύπων στην §4.3 του παρόντος).
- Η αστοχία του **K12** κρίνεται αμελητέα.

### 5.3.3.2 Αποτελέσματα από τους 7 τεχνητούς σεισμούς

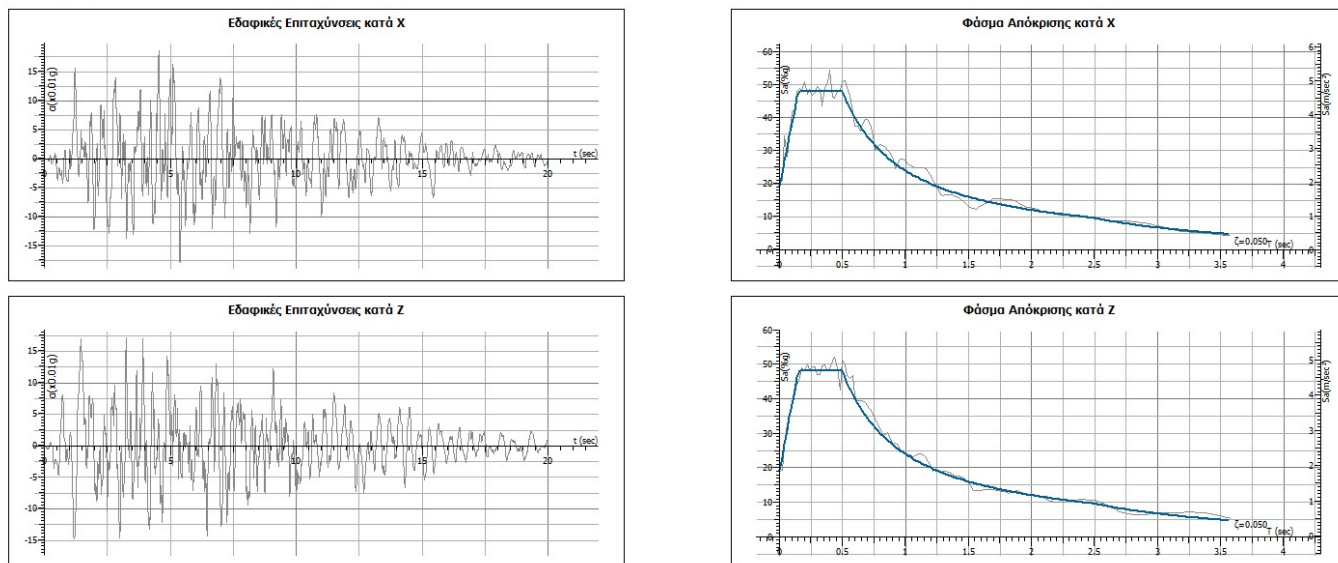
Παρουσιάζονται γραφικά τα SRSS φάσματα των δύο οριζόντιων συνιστωσών των τεχνητών επιταχυνσιογραφημάτων που παρήχθησαν στο Fespa (εικόνα 100).



ΕΙΚΟΝΑ 100: SRSS Φάσματα τεχνητών σεισμών.

Ακολουθούν τα τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα και τα αντίστοιχα φάσματα απόκρισης κάθε σεισμικής συνιστώσας X, Z για επιτελεστικότητα NC (εικόνα 101).

#### 1) NC- Επιταχ/φήματα και φάσματα απόκρισης



ΕΙΚΟΝΑ 101: Εκτύπωση για επιτελεστικότητα NC.

Σε πιο ουσιαστικά αποτελέσματα του τεύχους αναφορικά με την παρούσα μελέτη, βρίσκουμε τις τέμνουσες βάσεις και τις αντίστοιχες μετακινήσεις στον κόμβο ελέγχου (εικόνες 102 & 103).

### Τιμές Τέμνουσας Βάσης

ΚΡΙΣΙΜΕΣ ΕΛΑΣΤΙΚΕΣ ΤΕΜΝΟΥΣΕΣ ΒΑΣΗΣ		
ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	TIME HISTORY	
	μέθοδος q	μέθοδος m
SD	Fb x: 2860 kN	Fb x: 1624 kN
	Fb z: 2813kN	Fb z: 1832 kN
NC	Fb x: 5361 kN	Fb x: 3044 kN
	Fb z: 5273 kN	Fb z: 3433 kN

*ΕΙΚΟΝΑ 102: Σύγκριση τεμνουσών δυνάμεων.*

Η μέθοδος του καθολικού δείκτη q αποδεικνύεται δυσμενέστερη, κρίνοντας από τις δυνάμεις που αναπτύσσονται στη βάση της κατασκευής.

### Τιμές Μετακινήσεων στον Κόμβο Ελέγχου

ΜΕΤΑΚΙΝΗΣΕΙΣ ΣΤΟΝ ΚΟΜΒΟ ΕΛΕΓΧΟΥ			
ΣΤΑΘΜΗ ΕΠΙΤΕΛΕΣΤΙΚΟΤΗΤΑΣ	TIME HISTORY		PUSHOVER
	μέθοδος q	μέθοδος m	
SD	x: 2.3 cm	x: 5.3 cm	x: 4.3cm
	z: 2.6cm	z: 5.8 cm	z: 3.5cm
NC	x: 4.4 cm	x: 9.9 cm	x: 8.8cm
	z: 4.8 cm	z: 10.9 cm	z: 7.4 cm

*ΕΙΚΟΝΑ 103: Σύγκριση μετακινήσεων.*

Από τη διαβάθμιση των μετακινήσεων, συμπεραίνεται ότι η μέθοδος m λειτουργεί παρόμοια με την Pushover. Αξιοποιεί καλύτερα την πλαστιμότητα των μελών οδηγώντας, όπως είναι αναμενόμενο, σε μεγαλύτερες μετατοπίσεις.

## Τοπική Επάρκεια Μελών

Παρουσιάζονται λόγοι επάρκειας των υποστυλωμάτων K1 έως K3 για τη μέθοδο m.

### Πίνακες υποστυλωμάτων

#### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	λεl (10% / 50)	SD		NC			SD	λV	NC
		λ	m	λ	m				
K1(0), κάτω, κ	1.25	0.25	1.99	0.36	2.61	γ:	0.30	0.52	
K1(0), άνω, κ	0.68	0.16	1.54	0.23	1.87	z:	0.53	0.95	
K1(1), κάτω, κ	0.38	0.17	1.66	0.22	2.01	γ:	0.19	0.30	
K1(1), άνω, κ	0.48	0.18	1.69	0.24	2.00	z:	0.21	0.37	
K1(2), κάτω, κ	0.37	0.18	1.78	0.22	2.28	γ:	0.20	0.31	
K1(2), άνω, κ	0.43	0.20	1.79	0.24	2.30	z:	0.16	0.28	
K1(3), κάτω, κ	0.29	0.16	1.77	0.18	2.29	γ:	0.15	0.22	
K1(3), άνω, κ	0.38	0.19	1.78	0.22	2.31	z:	0.11	0.16	
K2(0), κάτω, κ	1.00	0.35	1.61	0.52	1.88	γ:	0.44	0.78	
K2(0), άνω, κ	0.36	0.24*	1.33	0.26	1.54	z:	0.61	1.05!	
K2(1), κάτω, κ	0.37	0.22*	1.38	0.22*	1.52	γ:	0.25	0.45	
K2(1), άνω, κ	0.46	0.22*	1.38	0.26	2.25	z:	0.22	0.34	
K2(2), κάτω, κ	0.39	0.19	1.85	0.23	2.38	γ:	0.21	0.33	
K2(2), άνω, κ	0.47	0.21	1.86	0.25	2.44	z:	0.24	0.42	
K2(3), κάτω, κ	0.39	0.22	2.00	0.24	2.46	γ:	0.15	0.22	
K2(3), άνω, κ	0.49	0.25	2.33	0.29	2.55	z:	0.13	0.22	
K3(0), κάτω, κ	0.77	0.26	1.72	0.39	2.16	γ:	0.51	0.88	
K3(0), άνω, κ	0.31	0.24*	1.31	0.24*	1.37	z:	0.48	0.84	
K3(1), κάτω, κ	0.42	0.23*	1.31	0.26	1.90	γ:	0.34	0.54	
K3(1), άνω, κ	0.49	0.23	1.63	0.28	2.20	z:	0.19	0.31	
K3(2), κάτω, κ	0.47	0.20	1.83	0.24	3.12	γ:	0.31	0.49	
K3(2), άνω, κ	0.52	0.22	1.80	0.26	2.35	z:	0.17	0.26	
K3(3), κάτω, κ	0.53	0.29	2.85	0.31	3.87	γ:	0.36	0.49	
K3(3), άνω, κ	0.70	0.38	2.56	0.42	3.49	z:	0.11	0.16	

EIKONA 104: Μέθοδος m – Τοιχοπληρώσεις ενεργές.

Όπου:

- **λεl** : οι κρίσιμοι λόγοι επάρκειας σε κάμψη από ελαστική ανάλυση ( $q=1$ ), που αντιστοιχούν σε σεισμική επιτάχυνση με πιθανότητα επαναφοράς 10% σε 50 έτη
- **λ** : ο κρίσιμος λόγος επάρκειας του μέλους σε κάμψη, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας
- **m** : ο τοπικός δείκτης συμπεριφοράς, όπως έχει προκύψει από την τρέχουσα χρονική στιγμή που σημειώνεται ο κρίσιμος λόγος λ, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας
- **λV** : ο λόγος επάρκειας του μέλους σε διάτμηση, για κάθε στάθμη επιτελεστικότητας

Όπως έχει ήδη γίνει αντιληπτό, οι αντίστοιχοι τοπικοί δείκτες συμπεριφοράς m για την επίλυση με τη μέθοδο q, είναι ίσοι με τον καθολικό δείκτη συμπεριφοράς q.

Στους παρακάτω πίνακες παρουσιάζονται αριστερά τα αποτελέσματα της μεθόδου q και δεξιά της μεθόδου m για τα υποστυλώματα του κτιρίου K1 έως K5. Στην παρένθεση δίπλα σε κάθε τιμή τυπώνεται: XI “+” ή “-“ για τις ΤΠ, δηλαδή αν το πρόγραμμα έλαβε -ή όχι- υπ’ όψη το ρόλο των τοιχοπληρώσεων.

## Πίνακες υποστυλωμάτων

### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ (g=1.98)	λ (g=2.11)	SD	NC
K1(0), κάτω, κ	0.97 [XI+tp]	<b>1.74!</b> [XI+tp]	γ: 0.70 [XI+tp]	<b>1.22!</b> [XI+tp]
K1(0), άνω, κ	0.76 [XI+tp]	<b>1.33!</b> [XI+tp]	z: <b>1.25!</b> [XI+tp]	<b>1.93!</b> [XI+tp]
K1(1), κάτω, κ	0.91 [XI-tp]	<b>1.61!</b> [XI-tp]	γ: 0.69 [XI+tp]	<b>1.11!</b> [XI-tp]
K1(1), άνω, κ	0.90 [XI-tp]	<b>1.58!</b> [XI-tp]	z: <b>1.09!</b> [XI+tp]	<b>1.35!</b> [XI-tp]
K1(2), κάτω, κ	0.91 [XI-tp]	<b>1.59!</b> [XI-tp]	γ: 0.69 [XI-tp]	<b>1.05!</b> [XI-tp]
K1(2), άνω, κ	0.93 [XI-tp]	<b>1.62!</b> [XI-tp]	z: <b>1.06!</b> [XI-tp]	<b>1.11!</b> [XI-tp]
K1(3), κάτω, κ	0.60 [XI-tp]	<b>1.03!</b> [XI-tp]	γ: 0.45 [XI-tp]	0.76 [XI-tp]
K1(3), άνω, κ	0.67 [XI-tp]	<b>1.16!</b> [XI-tp]	z: 0.66 [XI-tp]	0.87 [XI-tp]
K2(0), κάτω, κ	0.53 [XI+tp]	0.98 [XI+tp]	γ: 0.98 [XI+tp]	<b>1.78!</b> [XI+tp]
K2(0), άνω, κ	0.37 [XI+tp]	0.62 [XI+tp]	z: <b>1.03!</b> [XI+tp]	<b>1.84!</b> [XI+tp]
K2(1), κάτω, κ	0.64 [XI-tp]	<b>1.15!</b> [XI-tp]	γ: 0.99 [XI-tp]	<b>1.43!</b> [XI+tp]
K2(1), άνω, κ	0.63 [XI-tp]	<b>1.07!</b> [XI-tp]	z: 0.98 [XI+tp]	<b>1.55!</b> [XI+tp]
K2(2), κάτω, κ	0.69 [XI-tp]	<b>1.18!</b> [XI-tp]	γ: 0.93 [XI-tp]	<b>1.31!</b> [XI-tp]
K2(2), άνω, κ	0.72 [XI-tp]	<b>1.24!</b> [XI-tp]	z: 0.92 [XI-tp]	<b>1.21!</b> [XI-tp]
K2(3), κάτω, κ	0.82 [XI-tp]	<b>1.31!</b> [XI-tp]	γ: 0.67 [XI-tp]	0.70 [XI-tp]
K2(3), άνω, κ	0.94 [XI-tp]	<b>1.50!</b> [XI-tp]	z: 0.56 [XI-tp]	0.67 [XI-tp]
K3(0), κάτω, κ	0.53 [XI+tp]	0.92 [XI-tp]	γ: 0.87 [XI+tp]	<b>1.53!</b> [XI+tp]
K3(0), άνω, κ	0.30* [XI+tp]	0.40 [XI+tp]	z: <b>1.09!</b> [XI+tp]	<b>1.83!</b> [XI-tp]
K3(1), κάτω, κ	0.68 [XI-tp]	<b>1.17!</b> [XI-tp]	γ: <b>1.04!</b> [XI-tp]	<b>1.65!</b> [XI-tp]
K3(1), άνω, κ	0.64 [XI-tp]	<b>1.11!</b> [XI-tp]	z: <b>1.13!</b> [XI-tp]	<b>1.81!</b> [XI-tp]
K3(2), κάτω, κ	0.69 [XI-tp]	<b>1.18!</b> [XI-tp]	γ: 0.94 [XI-tp]	<b>1.34!</b> [XI+tp]
K3(2), άνω, κ	0.73 [XI-tp]	<b>1.25!</b> [XI-tp]	z: <b>1.04!</b> [XI-tp]	<b>1.53!</b> [XI-tp]
K3(3), κάτω, κ	0.69 [XI-tp]	<b>1.03!</b> [XI-tp]	γ: 0.87 [XI-tp]	<b>1.06!</b> [XI-tp]
K3(3), άνω, κ	0.84 [XI-tp]	<b>1.24!</b> [XI-tp]	z: 0.82 [XI-tp]	<b>1.12!</b> [XI-tp]
K4(0), κάτω, κ	<b>1.23!</b> [XI-tp]	<b>2.15!</b> [XI-tp]	sls: -	-
K4(0), άνω, κ	0.55 [XI-tp]	0.87 [XI-tp]	z: 0.73 [XI+tp]	<b>1.25!</b> [XI+tp]
K4(1), κάτω, κ	0.88 [XI-tp]	<b>1.54!</b> [XI-tp]	sls: -	-
K4(1), άνω, κ	0.65 [XI-tp]	<b>1.13!</b> [XI-tp]	z: 0.63 [XI-tp]	0.96 [XI-tp]
K4(2), κάτω, κ	0.42 [XI-tp]	0.73 [XI-tp]	sls: -	-
K4(2), άνω, κ	0.35 [XI-tp]	0.61 [XI-tp]	z: 0.38 [XI-tp]	0.55 [XI-tp]
K4(3), κάτω, κ	0.15 [XI-tp]	0.26 [XI-tp]	sls: -	-
K4(3), άνω, κ	0.32 [XI-tp]	0.33 [XI-tp]	z: 0.20 [XI+tp]	0.34 [XI-tp]
K5(0), κάτω, κ	<b>1.18!</b> [XI-tp]	<b>2.08!</b> [XI-tp]	sls: -	-
K5(0), άνω, κ	0.79 [XI-tp]	<b>1.38!</b> [XI-tp]	z: <b>1.33!</b> [XI+tp]	<b>1.77!</b> [XI+tp]
K5(1), κάτω, κ	0.90 [XI-tp]	<b>1.55!</b> [XI-tp]	sls: -	-
K5(1), άνω, κ	0.85 [XI-tp]	<b>1.27!</b> [XI+tp]	z: <b>1.23!</b> [XI-tp]	<b>1.78!</b> [XI-tp]
K5(2), κάτω, κ	0.64 [XI-tp]	<b>1.04!</b> [XI-tp]	sls: -	-
K5(2), άνω, κ	0.67 [XI-tp]	<b>1.09!</b> [XI+tp]	z: 0.92 [XI-tp]	<b>1.48!</b> [XI-tp]
K5(3), κάτω, κ	0.34 [XI-tp]	0.50 [XI-tp]	sls: -	-
K5(3), άνω, κ	0.46 [XI-tp]	0.66 [XI-tp]	z: 0.49 [XI-tp]	0.77 [XI-tp]

EIKONA 105: Μέθοδοι q (αριστερά) & m (δεξιά). Σύγκριση λόγων ανεπάρκειας υποστυλωμάτων K1 έως K5.

Ακολουθούν τα μέγιστα λ από τις δύο μεθόδους και μάλιστα τις δυσμενέστερες τιμές που προκύπτουν λόγω απουσίας ή παρουσίας -με δυσμενή όμως δράση- των τοιχοπληρώσεων.

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
SD	K12(3)	Κύριο	<b>1.28!</b>	[XI-tp]
NC	K12(3)	Κύριο	<b>2.16!</b>	[XI-tp]

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος Ροής

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
SD	K4(0)	Κύριο	<b>1.33!</b>	[XI-tp]
NC	K4(0)	Κύριο	<b>1.73!</b>	[XI+tp]

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτρησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
SD	K9(0)	Κύριο	<b>3.29!</b>	[XI+tp]
NC	K18(0)	Κύριο	<b>4.99!</b>	[XI+tp]

### Μέγιστα λόγων επάρκειας υποστυλωμάτων - Έλεγχος διάτρησης

Στάθμη Επιτελεστικότητας	Μέλος	Κύριο/ Δευτερεύον	Λόγος Επάρκειας	Κρίσιμη Ανάλυση
SD	K18(0)	Κύριο	<b>2.15!</b>	[XI+tp]
NC	K18(0)	Κύριο	<b>3.90!</b>	[XI+tp]

EIKONA 106: Πίνακες με τις μέγιστες τιμές των δεικτών ανεπάρκειας υποστυλωμάτων. Τεχνητά επιταχυνσιογραφήματα, μέθοδοι q (αριστερά) & m (δεξιά). Το K18 επισημαίνεται και θα παρουσιαστούν οι σχετικοί υπολογισμοί παρακάτω.

Από τις παραπάνω τιμές διαπιστώνονται ότι οι τιμές των πινάκων δεξιά για τη μέθοδο m, είναι ευμενέστερες για τα μέλη σε σχέση με τις αντίστοιχες της q. Εστιάζοντας μάλιστα στην επιτελεστικότητα SD και σε τιμές >1,50 (για να αποκλείσουμε τυχόν οριακές τιμές), βλέπουμε μόνο τα βλαβέντα και κατά τον πραγματικό σεισμό υποστυλώματα.

## Πίνακες υποστυλωμάτων

### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC	
	λ	m	λ	m
K1(0), κάτω, κ	0.25 [XI+tp]	1.99	0.36 [XI+tp]	2.61
K1(0), άνω, κ	0.21 [XI-tp]	1.37	0.25 [XI-tp]	1.49
K1(1), κάτω, κ	0.25 [XI-tp]	1.58	0.35 [XI-tp]	2.41
K1(1), άνω, κ	0.22 [XI-tp]	1.84	0.29 [XI-tp]	2.39
K1(2), κάτω, κ	0.24 [XI-tp]	1.99	0.30 [XI-tp]	2.63
K1(2), άνω, κ	0.24 [XI-tp]	1.79	0.31 [XI-tp]	2.32
K1(3), κάτω, κ	0.23 [XI-tp]	1.77	0.28 [XI-tp]	2.30
K1(3), άνω, κ	0.26 [XI-tp]	1.85	0.33 [XI-tp]	2.41
K2(0), κάτω, κ	0.35 [XI+tp]	1.61	0.52 [XI+tp]	1.88
K2(0), άνω, κ	0.24* [XI+tp]	1.33	0.26 [XI+tp]	1.54
K2(1), κάτω, κ	0.22* [XI+tp]	1.38	0.22* [XI+tp]	1.52
K2(1), άνω, κ	0.22* [XI+tp]	1.38	0.34 [XI-tp]	2.12
K2(2), κάτω, κ	0.28 [XI-tp]	1.84	0.35 [XI-tp]	2.39
K2(2), άνω, κ	0.28 [XI-tp]	1.88	0.37 [XI-tp]	2.51
K2(3), κάτω, κ	0.36 [XI-tp]	1.94	0.45 [XI-tp]	2.50
K2(3), άνω, κ	0.42 [XI-tp]	2.31	0.53 [XI-tp]	3.03
K3(0), κάτω, κ	0.23* [XI-tp]	1.31	0.39 [XI+tp]	2.16
K3(0), άνω, κ	0.24* [XI+tp]	1.31	0.24* [XI+tp]	1.37
K3(1), κάτω, κ	0.23* [XI+tp]	1.31	0.35 [XI-tp]	2.27
K3(1), άνω, κ	0.26 [XI-tp]	1.68	0.33 [XI-tp]	2.10
K3(2), κάτω, κ	0.26 [XI-tp]	1.76	0.33 [XI-tp]	2.27
K3(2), άνω, κ	0.27 [XI-tp]	2.24	0.34 [XI-tp]	2.89
K3(3), κάτω, κ	0.37 [XI-tp]	1.91	0.43 [XI-tp]	2.48
K3(3), άνω, κ	0.47 [XI-tp]	2.54	0.55 [XI-tp]	3.23
K4(0), κάτω, κ	<b>1.33!</b> [XI-tp]	2.03	<b>1.73!</b> [XI+tp]	2.68
K4(0), άνω, κ	<b>1.15!</b> [XI+tp]	2.06	<b>1.39!</b> [XI+tp]	1.61
K4(1), κάτω, κ	<b>1.02!</b> [XI-tp]	1.96	<b>1.73!</b> [XI-tp]	2.23
K4(1), άνω, κ	0.76 [XI-tp]	1.94	0.98 [XI-tp]	1.61
K4(2), κάτω, κ	0.71 [XI-tp]	1.70	0.92 [XI-tp]	2.26
K4(2), άνω, κ	0.48 [XI-tp]	2.23	0.67 [XI-tp]	2.99
K4(3), κάτω, κ	0.32 [XI-tp]	1.71	0.48 [XI-tp]	2.00
K4(3), άνω, κ	0.28 [XI-tp]	1.92	0.35 [XI-tp]	2.54
K5(0), κάτω, κ	0.89 [XI-tp]	1.41	<b>1.45!</b> [XI-tp]	1.56
K5(0), άνω, κ	0.87 [XI-tp]	1.41	<b>1.41!</b> [XI-tp]	1.56
K5(1), κάτω, κ	0.91 [XI-tp]	2.63	<b>1.28!</b> [XI-tp]	3.51
K5(1), άνω, κ	0.83 [XI-tp]	2.97	<b>1.17!</b> [XI-tp]	3.96
K5(2), κάτω, κ	0.56 [XI-tp]	1.74	0.89 [XI-tp]	1.33
K5(2), άνω, κ	0.56 [XI-tp]	1.75	0.87 [XI-tp]	1.33
K5(3), κάτω, κ	0.42 [XI-tp]	1.79	0.58 [XI-tp]	1.83
K5(3), άνω, κ	0.48 [XI-tp]	1.85	0.62 [XI-tp]	1.90



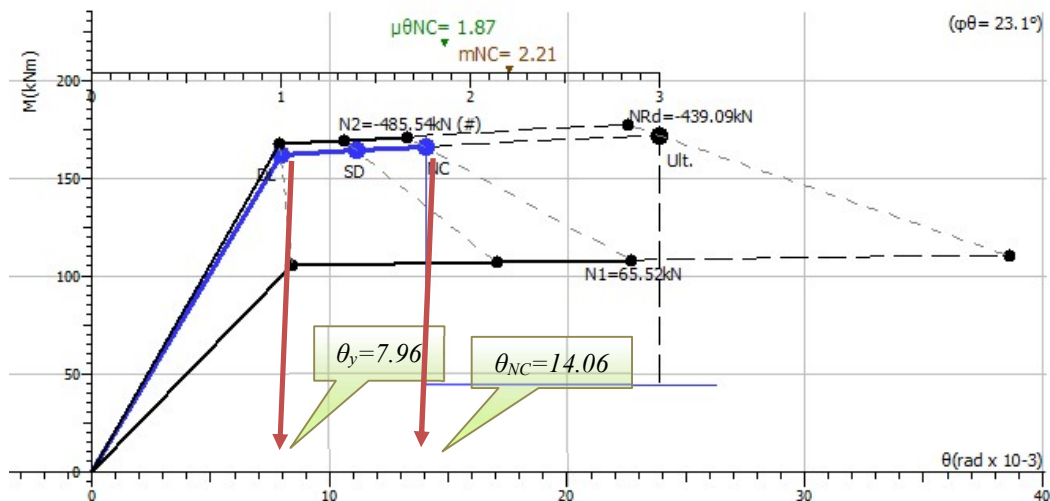
Το μεγαλύτερο πρόβλημα υπάρχει στην τέμνουσα, όπου όλες οι τιμές είναι αρκετά μεγαλύτερες από την μονάδα. Η αστοχία εντοπίζεται στα γνωστά, στην παρούσα μελέτη υποστυλώματα, K9 και K18. Μια προϋπόθεση για αποκλειστική εφαρμογή της ελαστικής δυναμικής μεθόδου, είναι η τήρηση της συνθήκης ότι  $\lambda \leq 2.50$  (ΚΑΝΕΠΕ §5.6.1.α). Από τα παραπάνω όμως είναι σαφής η ανάγκη για συνδυασμό της με μία ανελαστική στατική επίλυση, όπως και έγινε.

ΕΙΚΟΝΑ 107: Η ειδοποίηση του Fespa όταν  $\lambda > 1$ .

Άλλο ένα συμπέρασμα που προκύπτει από τον παραπάνω πίνακα, είναι η δυσμενής επίδραση των τοιχοπληρώσεων, όσον αφορά τη συμπεριφορά των μελών K9 κα K18 σε τέμνουσα.

### Σύγκριση δεικτών ανεπάρκειας λ του υποστυλώματος K18 με τις μεθόδους m & a

Ακολουθούν τα διαγράμματα και η αναλυτική διαδικασία υπολογισμού για τη στάθμη επιτελεστικότητας NC με τη μέθοδο m.

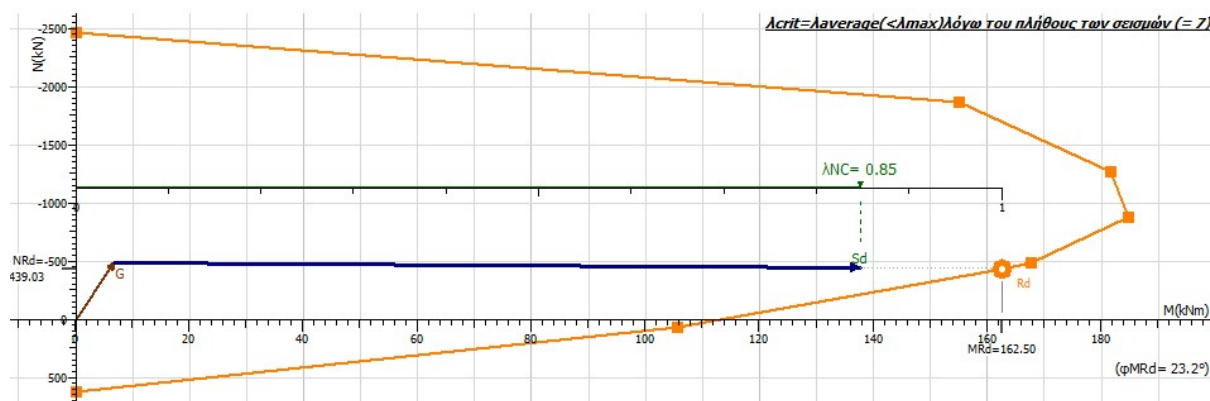


ΕΙΚΟΝΑ 108: Διάγραμμα M-θ.

Εύρεση του διαθέσιμου δείκτη πλαστιμότητας με χρήση της επιτρεπόμενης προσαύξησης του m κατά 25%:

$$m_{NC} = \frac{\theta_{NC}}{\theta_y} \cdot 1.25 = \frac{14.06 \cdot 10^{-3} \text{ rad}}{7.96 \cdot 10^{-3} \text{ rad}} \cdot 1.25 \therefore \text{διαθ} m_{NC} = \underline{2.21}$$

Στη συνέχεια προσδιορίζεται ο λόγος επάρκειας του υποστυλώματος μέσω του διανύσματος της έντασης και την καμπύλη αντοχής της διατομής του μέλους. Αρχικά ο έλεγχος παρουσιάζεται μέσω του διαγράμματος αλληλεπίδρασης N-M (εικόνα 109) το οποίο αντιπροσωπεύει την κατακόρυφη τομή της χωρικής καμπύλης αλληλεπίδρασης «κρεμμυδιού» με το διάνυσμα της έντασης τη χρονική στιγμή που υπολογίζεται ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.



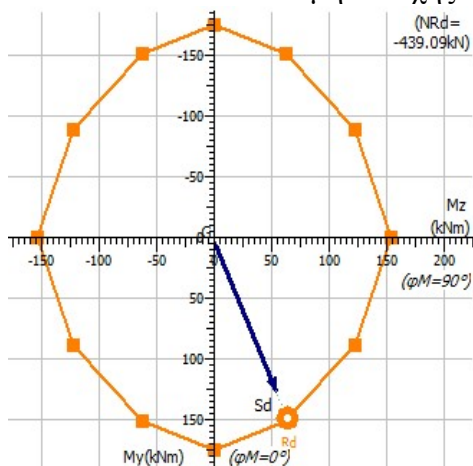
ΕΙΚΟΝΑ 109: Διάγραμμα Αλληλεπίδρασης Ροπής - Αξονικής.

$$M_{ySd} = M_{yG} + \frac{M_{yE}}{m_{NC}} = 6.6 + \frac{264.9}{2.21} = 126.6 \quad , \quad \mu_{\theta NC} = \lambda_{NC} \cdot m_{NC} = 0.85 \cdot 2.21 \quad \therefore \text{στοχ. } \mu_{\theta NC} = \mathbf{1.87} \text{ (για ανασχεδ.)}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\sqrt{M_{ySd}^2 + M_{zSd}^2}}{\sqrt{M_{yRd}^2 + M_{zRd}^2}} = \frac{\sqrt{(126.6)^2 + (54.1)^2}}{\sqrt{(149.3)^2 + (64.1)^2}} \quad \therefore \lambda_{NC} = \mathbf{0.85}$$

Όπου:

- Στο σημείο τομής καμπύλης αντίστασης - διανύσματος έντασης, βρίσκουμε αξονική δύναμη αντοχής  $N_{Rd} = -439.03$  kN και ροπή αντοχής  $M_{Rd} = 162.50$  kNm.



- $G$  το διάνυσμα των στατικών φορτίων  $G + \psi 2Q$ .
- $S_d$ , το διάνυσμα της σεισμικής έντασης έπειτα από τη διαίρεση με το δείκτη τοπικής πλαστιμότητας  $m$ .
- $M_{ySd} = 126.6$  kNm η δρώσα ροπή στην  $y$  διεύθυνση. Υπολογίζεται από δύο όρους, τη ροπή  $M_{yG} = 6.6$  kNm που είναι η ροπή λόγω των στατικών φορτίων  $G + \psi 2Q$ , την ελαστική σεισμική συνιστώσα της ροπής  $M_{yE} = 264.90$  kNm και ο τοπικός δείκτης πλαστιμότητας  $m_{NC} = 2.21$ .
- Οι τιμές των  $M_{yRd}$  &  $M_{zRd}$  προκύπτουν από το διάγραμμα αλληλεπίδρασης  $M_y - M_z$  (βλ. απόσπασμα αριστερά).

Αντίστοιχα η αναλυτική διαδικασία υπολογισμού με τη μέθοδο  $q$

$$q_{NC} = 1.69 \cdot 1.25 \quad \therefore \mathbf{q_{NC} = 2.11}, \quad M_{ySd} = M_{yG} + \frac{M_{yE}}{q_{NC}} = 6.6 + \frac{359.5}{2.11} = 176.8$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\sqrt{M_{ySd}^2 + M_{zSd}^2}}{\sqrt{M_{yRd}^2 + M_{zRd}^2}} = \frac{\sqrt{(176.8)^2 + (91.5)^2}}{\sqrt{(124.5)^2 + (63.7)^2}} \quad \therefore \lambda_{NC} = \mathbf{1.42!}$$



Όπου:

- Λαμβάνεται το  $q$  του κτιρίου, όπως υπολογίστηκε στο §5.2.3 σελ. 84 και προσαυξάνεται κατά 25% . Στη συνέχεια μετέχει στην απομείωση της δρώσας ροπής στη διεύθυνση  $y$ .
- Τα εντατικά μεγέθη που χρησιμοποιούνται στον τύπο του λόγου ανεπάρκειας, εντοπίζονται σε πίνακες του προγράμματος (βλ. εικόνα 110).

#### Στάθμη επιτελεστικότητας NC

Μέλος [ / ]	Άκρο [ / ]	Κρίσιμη Ανάλυση	NG [kN]	NE [kN]	NRd [kN]	Διεύθ. ροπής	MG [kNm]	ME [kNm]	MRd [kNm]
K18(0)	Αρχή	XI+τη	-485.54	298.96	-1830.85	$y$	6.65	359.54	124.48
						$z$	1.21	190.69	63.70
	Τέλος	XI-τη	-481.94	379.49	-1778.05	$y$	-12.23	-173.67	-129.35
						$z$	-0.04	20.36	13.69

EIKONA 110: Εντατικά μεγέθη.

### Έλεγχος Διάτμησης

Τα αναλυτικά αποτελέσματα διάτμησης τυπώνονται για κάθε μέλος και για κάθε κύρια διεύθυνση για τις υπό εξέταση στάθμες επιτελεστικότητας σύμφωνα με ικανοτική θεώρηση (Penelis & Penelis, 2014). Συγκεκριμένα για το υποστύλωμα K18 στη στάθμη NC, διεύθυνση  $z$  , το πρώτο πλαίσιο (άνω) αφορά τις μετρήσεις της μεθόδου  $m$  και το δεύτερο (κάτω) της  $q$  .:

#### Στάθμη επιτελεστικότητας: NC

#### Έλεγχος έναντι τέμνουσας υποστυλωμάτων

Μέλος Κ/Δ	Διε.	$\lambda V/\rho V$	MRd1 [kNm]	MRd2 [kNm]	VEd,E [kN]	Vsd [kN]	VRd [kN]	Σεισμός t sec
K18(0) Κύριο	$Y$	1.64	137.59	120.82	-181.11	-182.66 "E"	111.26	5- 7.92
	$Z$	3.90	171.51	-164.60	-455.04	-478.64 "E"	122.75	6- 5.62
K18(0) Κύριο	$Y$	1.71	109.07	100.78	-187.27	-188.82 "E"	110.57	1- 5.91
	$Z$	4.99/ 5.10	-168.50	174.54	654.75	617.47 "C"	123.65	4- 7.21

EIKONA 111: Τιμές υπολογισμού τέμνουσών. Άνω πλαίσιο μέθοδος  $m$  – Κάτω πλαίσιο μέθοδος  $q$ .

Όπου:

- $\lambda V = V_{sd}/V_{Rd} = 478.64 / 122.75 = 3.90$  και αντίστοιχα για το 4.99.
- $M_{Rd1}$ ,  $M_{Rd2}$  οι τρέχουσες ροπές αντοχής στα δύο άκρα του υποστυλώματος στην εξεταζόμενη διεύθυνση, έχοντας λάβει υπόψη τους συντελεστές ασφαλείας  $CF_c$ ,  $CF_s$  .
- $V_{Ed,E}$  η ελαστική, σεισμική τέμνουσα δύναμη της ανάλυσης στο υποστύλωμα.
- $V_{sd}$  είναι η δρώσα τέμνουσα και προκύπτει ως η ελάχιστη τιμή μεταξύ της ελαστικής σεισμικής τέμνουσας  $V_{Ed,E}$  και της ικανοτικής τέμνουσας  $V_{cd}$ . Σημειώνεται ο χαρακτήρας "E" όταν προκύπτει από την ελαστική σεισμική ένταση και "C" όταν προκύπτει από την ικανοτική.
- $V_{Rd}$  είναι η τέμνουσα αντοχή συμπεριλαμβανομένων των απομειώσεων λόγω ανακυκλίσεων (KAN.ΕΠΕ. Παράρτημα 7Γ).

- Σημειώνεται ο σεισμός και η αντίστοιχη χρονική στιγμή όπου επιτεύχθηκε ο κρίσιμος λόγος επάρκειας.

Όμοια με το K18 , ανεπάρκειες προκύπτουν στα άλλα 2 υποστυλώματα που έπαθαν ζημιές κατά το σεισμό του '99. Τα K9 και K28 στη στάθμη του ισογείου εμφανίζουν τιμές  $\lambda > 2.50$  , ακόμα και στην ευμενέστερη μέθοδο m:

### Συγκεντρωτικός πίνακας λόγων επάρκειας Υποστυλωμάτων

Μέλος, άκρο, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	SD		NC			SD	NC
	$\lambda$	m	$\lambda$	m		AV	
K9(0), κάτω, κ	0.46 [XI+τη]	1.75	0.62 [XI+τη]	2.24	γ:	1.22! [XI+τη]	2.15! [XI+τη]
K9(0), άνω, κ	0.32 [XI-τη]	1.37	0.34 [XI-τη]	1.50	z:	1.76! [XI+τη]	2.93! [XI+τη]
K27(0), κάτω, κ	0.48 [XI+τη]	1.93	0.67 [XI+τη]	2.60	γ:	1.27! [XI+τη]	2.15! [XI+τη]
K27(0), άνω, κ	0.19* [XI+τη]	1.38	0.19* [XI+τη]	1.50	z:	1.46! [XI+τη]	2.64! [XI+τη]

EIKONA 112: Ανεπάρκειες τεμνουσών για τα K9 & K27.

### Έλεγχος Κάμψης Δοκού

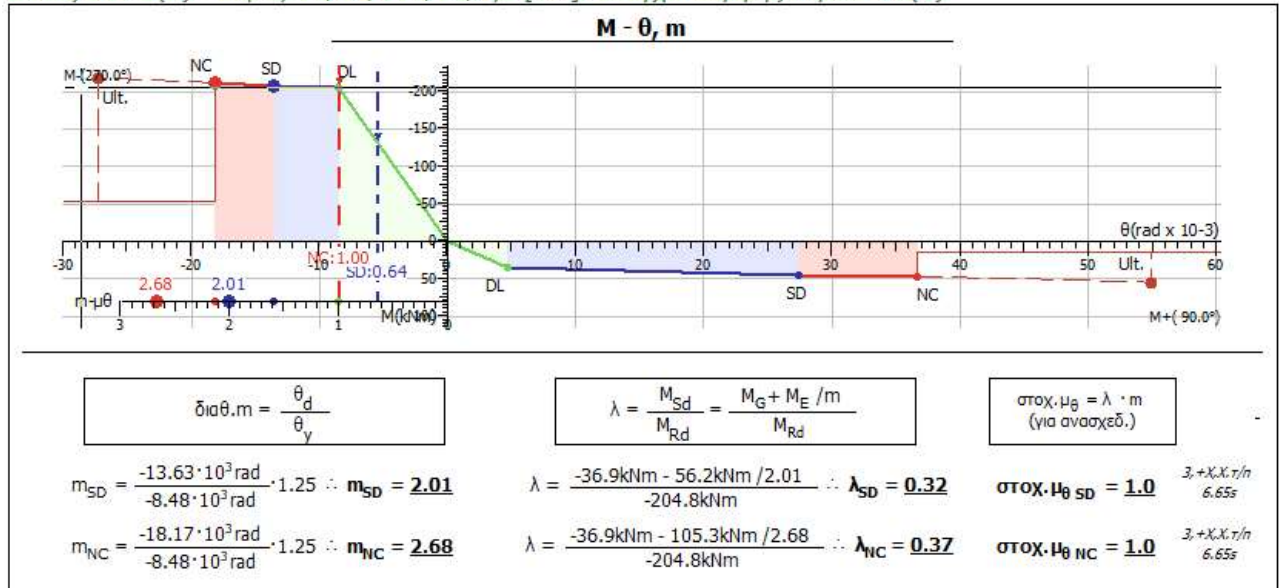
Αν και η παρούσα μελέτη στόχευε περισσότερο στο να αναδείξει το πρόβλημα των κοντών υποστυλωμάτων, για λόγους πληρότητας θα παρουσιαστούν συγκριτικά τα αποτελέσματα για μία δοκό. Πρόκειται για τη δοκό Δ17.2 , η οποία μάλιστα συμπεριλήφθηκε στα μέλη που ενισχύθηκαν μετά το σεισμό , όπως φαίνεται και στο §4.4.2 , εικόνα 38.

### Δοκός Δ17.2(0) - κύριο, 15/65/115/13/5,2 [cm]. Έλεγχοι κάμψης άκρου: 16(0)

$\lambda = \frac{-36.9\text{kNm} + 198.4\text{kNm}/1.98}{41.1\text{kNm}} \therefore \lambda_{SD} = \underline{1.55!}$	ΣΤΟΧ.μ <sub>δ</sub> SD = <b>1.44</b>	3, +X, X, T/H 3.62s
$\lambda = \frac{-36.9\text{kNm} + 371.9\text{kNm}/2.11}{41.1\text{kNm}} \therefore \lambda_{NC} = \underline{3.39!}$	ΣΤΟΧ.μ <sub>δ</sub> NC = <b>1.54</b>	3, +X, X, T/H 3.62s
$\lambda = \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} = \frac{M_G + M_E}{M_{Rd}} / q$	ΣΤΟΧ.μ <sub>δ,i</sub> = μ <sub>δ,κτιρ.</sub>	<u>Σεισμός</u>

EIKONA 113: Έλεγχος επάρκειας δοκού – μέθοδος q.

Δοκός Δ17.2(0) - κύριο, 15/65/115/13/5,2 [cm]. Έλεγχος κάμψης άκρου: 16(0)



EIKONA 114: Έλεγχος επάρκειας δοκού – μέθοδος m

Για άλλη μια φορά επιβεβαιώνονται τα ευμενέστερα αποτελέσματα που δίνει η μέθοδος m.

### Διαφορές μεθόδων m & q

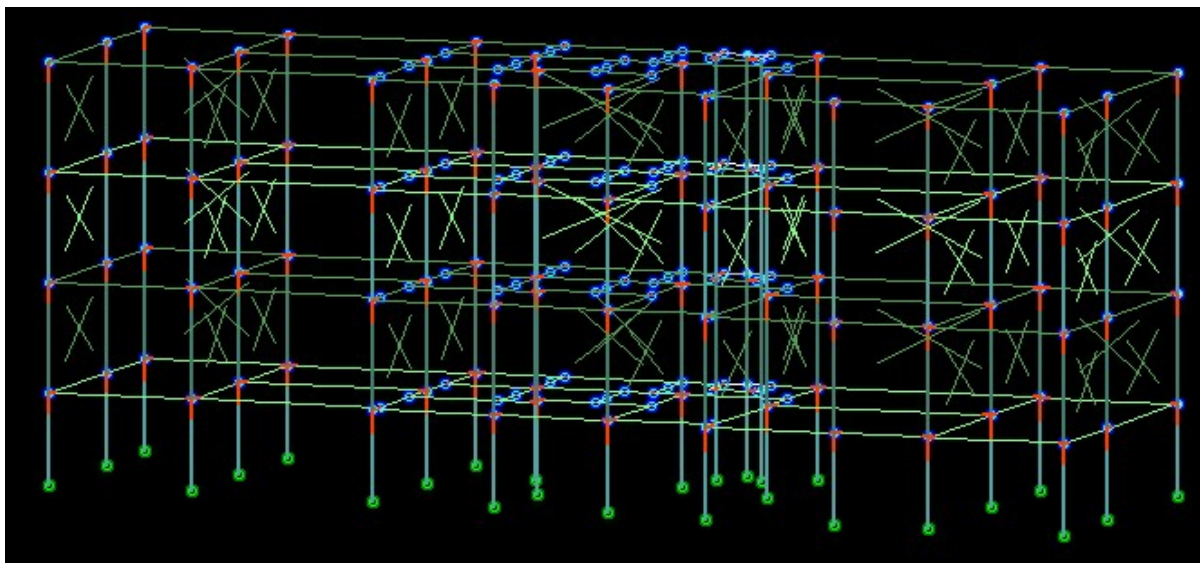
Η μέθοδος q εξάγει σαν αποτέλεσμα σημαντικό αριθμό ανεπαρκειών σε υποστυλώματα και δοκούς απαιτώντας πληθώρα ενισχύσεων σε σχέση με τη μέθοδο m. Τα βασικότερα αίτια απαριθμούνται ως εξής:

- Η μέθοδος q κάνει χρήση των χαρακτηριστικών αντοχών που είναι χαμηλότερες από τις μέσες της μεθόδου m.
- Η μέθοδος q χρησιμοποιεί δυσκαμψίες που αντιστοιχούν στο 50% της αρηγμάτωτης διατομής, οι οποίες είναι αρκετά μεγαλύτερες από τις πραγματικές της μεθόδου m. Έτσι προκύπτουν δυσμενέστερα εντατικά μεγέθη, αφού για ίδια μετακίνηση αναπτύσσονται μεγαλύτερες εντάσεις.
- Δεν εκμεταλλευόμαστε τη διαθέσιμη πλαστιμότητα κάθε μέλους. Για το λόγο αυτό, σημαντικό είναι η μελέτη αποτίμησης να γίνεται κυρίως με τη μέθοδο m.

## ΚΕΦΑΛΑΙΟ 6. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

### 6.1 Κοντά υποστυλώματα

Μία τελευταία επιβεβαίωση ως προς το ‘μερίδιο ευθύνης’ των κοντών υποστυλωμάτων για τις ζημιές στο συγκεκριμένο κτίριο, μπορεί να γίνει κάνοντας μια σύγκριση με ένα προσομοίωμα όπου τα K9, K18 & K27 έχουν ελεύθερο ύψος ίδιο με αυτό των υπόλοιπων υποστυλωμάτων της κάτοψης (εικόνα 115).



ΕΙΚΟΝΑ 115: Τρισδιάστατη απεικόνιση κτιρίου χωρίς κοντά υποστυλώματα.

Η επίλυση που έγινε ήταν αυτή της χρονοϊστορίας με τον πραγματικό σεισμό, ώστε να γίνει άμεση αντιπαράθεση των αποτελεσμάτων με αυτά του κεφαλαίου §5.3.3.1 .

```
Τέλος επίλυσης.  
Εφάλμα E3201 K 4(0) λM>1.0: λNC,i=1.43, λNC,j=1.36  
Εφάλμα E3201 K 4(0) λV>1.0: λVSD,z=1.16, λVNC,sls=1.30, λVNC,z=2.17  
Εφάλμα E3201 K 5(0) λM>1.0: λNC,i=1.48, λNC,j=1.45  
Εφάλμα E3201 K 5(0) λV>1.0: λVNC,sls=1.17, λVNC,z=2.04  
Εφάλμα E3201 K 5(1) λV>1.0: λVNC,sls=1.03, λVNC,z=1.11  
Εφάλμα E3201 K 5(2) λV>1.0: λVNC,sls=1.22, λVNC,z=1.31  
Εφάλμα E3201 K 5(3) λV>1.0: λVNC,sls=1.08, λVNC,z=1.20  
Εφάλμα E3201 K 6(0) λM>1.0: λSD,i=1.08, λNC,i=1.52, λNC,j=1.37  
Εφάλμα E3201 K 6(0) λV>1.0: λVSD,z=1.14, λVNC,sls=1.18, λVNC,z=2.14  
Εφάλμα E3201 K 12(0) λV>1.0: λVNC,z=1.05  
Εφάλμα E3201 K 16(0) λV>1.0: λVNC,z=1.18  
Εφάλμα E3201 K 18(0) λV>1.0: λVNC,z=1.21  
Εφάλμα E3201 Δ 2.1(2) λM>1.0: λNC,i=1.01  
Εφάλμα E3201 Δ 2.1(3) λM>1.0: λSD,i=1.35, λNC,i=1.44  
Επίλυση αρχείου : C:\Users\ \Desktop\PTYXIAKI\ΑΝΑΛ  
Χρόνος επίλυσης : 0h: 1': 4.70s  
Η επίλυση ολοκληρώθηκε επιτυχώς! 0
```

ΕΙΚΟΝΑ 116: Σαφής βελτίωση των δεικτών ανεπάρκειας μελών του κτιρίου.

Τα αποτελέσματα αυτής της τελευταίας ανάλυσης (εικόνα 116) εξακολουθούν να δίνουν εξαιρετικά -μικρές αστοχίες αυτή τη φορά- στα τοιχεία του πυρήνα K4, K5 & K6 καθώς και στο K18. Τα K9 & K27 εμφανίζουν επάρκεια, οπότε και δεν εμφανίζονται παραπάνω. Πολύ μικρές αστοχίες παρατηρούνται και σε άλλα μέλη (K12, K16), όχι όμως για τη στάθμη επιτελεστικότητας σημαντικών βλαβών. Γενικά υπάρχουν μεγάλες διαφορές σε σύγκριση με τα αποτελέσματα του προσομοιώματος που παρουσιάστηκαν στην εικόνα 99, όταν στο κτίριο υπήρχαν κοντά υποστυλώματα.

Ένα επιπλέον στοιχείο προκύπτει και από τα εντατικά μεγέθη που αναπτύσσονται:

#### Στάθμη επιτελεστικότητας: SD

##### Έλεγχος έναντι τέμνουσας υποστυλωμάτων

Μέλος Κ/Δ	Διε.	ΛV/ρV	MRd1 [KNm]	MRd2 [KNm]	VEd,E [KN]	Vsd [KN]	VRd [KN]	Σεισμός t sec
K18(0) Κύριο	Y	0.11	-150.77	-110.72	11.96	12.19 "E"	111.29	1- 3.82
	Z	0.68	166.57	-169.12	-75.03	-84.07 "E"	123.65	1- 6.13
K18(0) Κύριο	Y	0.51	154.74	151.31	-55.37	-56.93 "E"	111.34	1- 5.86
	Z	1.88	167.30	-162.88	-209.37	-232.97 "E"	123.65	1- 4.26

EIKONA 117: Τιμές υπολογισμού τέμνουσών. Άνω πλαίσιο χωρίς κοντά υποστυλώματα – Κάτω πλαίσιο με κοντά υποστυλώματα.

Από τα παραπάνω (εικόνα 117), διαπιστώνεται ότι οι τέμνουσες δυνάμεις που κλήθηκαν να παραλάβουν τα κοντά υποστυλώματα ήταν πολλαπλάσιες αυτές του μοντέλου με ενιαίο ελεύθερο ύψος.

## 6.2 Επίλογος

Στο σημείο αυτό πραγματοποιήθηκαν όλα τα στάδια για την αποτίμηση σεισμικής επάρκειας του φέροντος οργανισμού ενός κτιρίου που δέχθηκε το σεισμό της Αθήνας το 1999.

Η αρχική σκέψη και ακόλουθη προσπάθεια ήταν να καλυφθούν όλες οι πτυχές που κρίνουν τη σεισμική συμπεριφορά μιας κατασκευής. Η εισαγωγή του φορέα σε κατάλληλο λογισμικό και η διενέργεια των απαραίτητων υπολογισμών ήταν το βήμα που έδωσε ουσιώδη και μετρήσιμα αποτελέσματα για την αναζήτηση αυτή.

Με την πλαστική ανάλυση Pushover και τις αναλύσεις Χρονοϊστορίας επιβεβαιώθηκε η τρωτότητα των -βλαβέντων και στον πραγματικό σεισμό- κοντών υποστυλωμάτων της κάτοψης ισογείου. Το δοκιμαστικό προσομοίωμα που έγινε στο τέλος με 'κανονική' γεωμετρία χωρίς κοντά υποστυλώματα, έδωσε την εικόνα ενός κτιρίου που δε θα πάθαινε σημαντικές βλάβες, σε ένα αντίστοιχο σεισμό.

Μέσα από τους διαφορετικούς τύπους ελέγχων της στατικής επάρκειας του κτιρίου, παρατηρήθηκαν αστοχίες και σε άλλα μέλη, που όμως λόγω της διασποράς τους σε διαφορετικούς τύπους φορτίσεων, δεν κρίθηκαν εξίσου σημαντικές. Το βασικότερο κριτήριο ως προς την ταυτοποίηση των βλαβών, είναι η ανάγκη για επαναληψιμότητα των αποτελεσμάτων.

Τέλος πρέπει να διευκρινιστεί ότι τα κοντά υποστυλώματα από μόνα τους δεν αποτελούν απαραίτητα ‘μελανό σημείο’ μιας κατασκευής. Το πρόβλημα στο μελετούμενο κτίριο ήταν η απουσία οποιασδήποτε πρόνοιας στη φάση της μελέτης, κάτι που χρεώνεται σε κενά του τότε κανονισμού . Σήμερα πλέον αυτό δεν ισχύει, καθώς ο κανονισμός μεριμνά για την περίπτωση κοντού υποστυλώματος (ΕΚΩΣ 2000 §18.4.9.) .

## ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΚΕΣ ΑΝΑΦΟΡΕΣ

- Bachman, H. (2003). *Seismic conceptual design of buildings - Basic principles for engineers, architects, building owners and authorities*. Ανακτήθηκε 6, Οκτωβρίου 2020 από [https://www.preventionweb.net/files/687\\_10092.pdf](https://www.preventionweb.net/files/687_10092.pdf)
- Βαδαλούκας, Κ. Γ. & Μπαρίτα, Ζ. Κ. (2013). *Παραδείγματα από το Βασιλικό Διάταγμα του 1959 έως τον ΚΑΝ. ΕΠΕ. του 2012 'Παράθυρο στο χρόνο'*. Αθήνα: 3DR.
- Δουδούμης, Ι. (2008, Ιούνιος). *Η Εξέλιξη των Αντισεισμικών Κανονισμών και ο Ρόλος του Σεισμού της Θεσσαλονίκης το 1978. Παρουσίαση στο 16ο Πανευρωπαϊκό Συνέδριο Σεισμικής Μηχανικής, Θεσσαλονίκη*.
- Δρίτσος, Σ. Η. (2005). *Επισκευές και ενισχύσεις κατασκευών από οπλισμένο σκυρόδεμα (γ' έκδοση αναθ.)*. Πάτρα: Ιδίας .
- Fespa (R): *Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2013 λαμβάνοντας υπόψη την επιρροή των τοιχοπληρώσεων*. LH Λογισμική (εγχειρίδιο).
- Fespa (R): *Αποτίμηση στατικής επάρκειας υφιστάμενης κατασκευής σύμφωνα με τον ΚΑΝ.ΕΠΕ 2012*. LH Λογισμική (εγχειρίδιο).
- Fespa (R): *Παράδειγμα προσθήκης με ελαστική ανάλυση Time History και ανελαστική ανάλυση Pushover*. LH Λογισμική (εγχειρίδιο).
- Penelis, George G. & Penelis, Gregory G. (2014). *Concrete buildings in seismic regions (1<sup>st</sup> ed.)*.
- Παπαζάχος, Β. & Δρακόπουλος, Ι.Κ. (1992). *Σεισμοί και μέτρα προστασίας*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
- Παπαζάχος Β. & Παπαζάχου, Κ. (2003). *Σεισμοί της Ελλάδας*. Θεσσαλονίκη: Ζήτη.
- Ρουσόπουλος, Α. (1956). *Αντισεισμικά κατασκευαί* (2η εκδ.). Αθήνα: Παπαχρυσάνθου Β.
- Σπυράκος, Κ. (2004). *Ενίσχυση κατασκευών για σεισμικά φορτία*. Αθήνα: Τεχνικό Επιμελητήριο Ελλάδας.

### Εκθέσεις Οργανισμών/Φορέων

- Γ. Γκαζέτας, Γ. Μπουκοβάλας, Ι. Πρωτονοτάριος, Α. Παπαδημητρίου, Π. Ψαρρόπουλος, Ν. Γερόλυμος, Α. Αντωνίου, Γ. Κουρετζής και Π. Κάλλου. *Μελέτη του Σεισμού της Αθήνας της 7-9-99: Υπολογιστική εκτίμηση των επιταχυνσεων στις πλειόσειστες περιοχές*, Αθήνα: ΤΕΕ, 2002.
- Boucouvalas G., Kouretzis G., Kalogeras I., (2002). *"Site-Specific Analysis of Strong Motion Data from the September 7, 1999 Athens, Greece Earthquake"*. Natural Hazards, volume 27, pp. 105-131, 2002.
- C. Giarlelis, C. Kostikas and A. Plakas. *"The seismic behavior of a multi-storey R/C building, Athens: fib 2003 symposium: "Concrete Structures In Seismic Regions"*
- Dritsos, S. E. (Ed.), Moseley, J., Lampropoulos, A., Apostolidi, E., & Giarlelis, C. (2019). *Characteristic Seismic Failures of Buildings*. (Structural Engineering Documents; No. 16). IABSE (International Association for Bridge and Structural Engineering)

### Α' Υπουργικές Αποφάσεις

- Κοινή Υ.Α. με αριθμ. ΔΝΣα/37269/ΦΝ 429.1 (ΦΕΚ 2984\_Β\_30-8-2017), «Έγκριση του Κανονισμού Επεμβάσεων (ΚΑΝ. ΕΠΕ.) σε κτίρια από οπλισμένο σκυρόδεμα (2η αναθ.)». Ανακτήθηκε 5 Σεπτεμβρίου 2020 από [https://www.oasp.gr/userfiles/%CE%9A%CE%91%CE%9D\\_%CE%95%CE%A0%CE%95\\_\\_2%CE%B7%20%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%B8%CE%B5%CF%8E%CF%81%CE%B7%CF%83%CE%B7\\_2017\\_Final.pdf](https://www.oasp.gr/userfiles/%CE%9A%CE%91%CE%9D_%CE%95%CE%A0%CE%95__2%CE%B7%20%CE%91%CE%BD%CE%B1%CE%B8%CE%B5%CF%8E%CF%81%CE%B7%CF%83%CE%B7_2017_Final.pdf)
- Κοινή Υ.Α. με αριθμ. Δ17α/08/32/Φ.Ν. 275 (ΦΕΚ 613\_Β\_12-10-1992), «Έγκριση Νέου Αντισεισμικού Κανονισμού (ΝΕΑΚ)». Ανακτήθηκε 8 Σεπτεμβρίου 2020 από [https://www.elinyae.gr/sites/default/files/2020-02/613%CE%92\\_1992.pdf](https://www.elinyae.gr/sites/default/files/2020-02/613%CE%92_1992.pdf)

### **Ηλεκτρονικές Διευθύνσεις**

Σημειώσεις από Βασικές έννοιες Σεισμολογίας (χ.η). Ανακτήθηκε 6, Οκτωβρίου 2020 από [http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes\\_kataskeves/simeioseis/simeioseis\\_ak.pdf](http://lee.civil.ntua.gr/pdf/mathimata/antiseismikes_kataskeves/simeioseis/simeioseis_ak.pdf)

Σεισμοί <https://www.seismoι.gr/tieinaseismos.htm>

Γεωδυναμικό Ινστιτούτο. Εθνικό Αστεροσκοπείο Αθηνών <http://www.gein.noa.gr/el/genika>

Βρετανικός Οργανισμός Τυποποίησης [https://en.wikipedia.org/wiki/British\\_Standards](https://en.wikipedia.org/wiki/British_Standards)

Interbeton <http://www.interbeton.gr/default.asp?siteID=1&pageid=38&langid=1>

Κατάλογος φονικών σεισμών στην Ελλάδα

[https://el.wikipedia.org/wiki/Κατάλογος\\_φονικών\\_σεισμών\\_στην\\_Ελλάδα](https://el.wikipedia.org/wiki/Κατάλογος_φονικών_σεισμών_στην_Ελλάδα)