



ΕΛΛΗΝΙΚΟ ΑΝΟΙΚΤΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ

ΣΧΟΛΗ ΘΕΤΙΚΩΝ ΕΠΙΣΤΗΜΩΝ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ

ΣΕΙΣΜΙΚΗ ΜΗΧΑΝΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΕΣ  
ΚΑΤΑΣΚΕΥΕΣ

**ΜΕΤΑΠΤΥΧΙΑΚΗ ΔΙΠΛΩΜΑΤΙΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ**

Αναλυτική Διερεύνηση Μεθόδων Ενίσχυσης  
Υφιστάμενης Διώροφης Λίθινης Κατασκευής

ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ ΠΑΤΕΡΑΣ

ΕΠΙΒΛΕΠΩΝ ΚΑΘΗΓΗΤΗΣ:  
ΠΑΠΑΚΩΝΣΤΑΝΤΙΝΟΥ ΧΡΗΣΤΟΣ

ΠΑΤΡΑ  
Ιούνιος, 2023

## Περίληψη

Η παρούσα διπλωματική εργασία πραγματεύεται την αναλυτική διερεύνηση των μεθόδων ενίσχυσης ενός διώροφου λιθόκτιστου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία. Ειδικότερα, το κτίριο χρονολογείται στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα, οπότε και χρησιμοποιήθηκε ως Δημοτικό Σχολείο της τοπικής κοινότητας των Ψαράδων, του Δήμου Πρεσπών, του Νομού Φλωρίνης. Στο πρώτο μέρος της εργασίας αναλύεται η φέρουσα τοιχοποιία ως στοιχείο δόμησης, και παρουσιάζονται τα βασικά υλικά που συνθέτουν τον φέροντα οργανισμό κτιρίων από τοιχοποιία. Στη συνέχεια, παρουσιάζεται το εξεταζόμενο κτίριο με την γεωμετρία του και τις κασκευαστικές του λεπτομέρειες. Στο δεύτερο μέρος της εργασίας εκπονείται η Μελέτη Στατικής Επάρκειας του εξεταζόμενου κτιρίου, η οποία περιλαμβάνει συγκεκριμένα στάδια, όπως η αναφορά του κανονιστικού πλαισίου, η αποτύπωση της υφιστάμενης κατάστασης του κτιρίου, η προσομοίωση και η ανάλυση της, τα αποτελέσματα της ανάλυσης και οι έλεγχοι επάρκειας. Στο τελευταίο μέρος της εργασίας ακολουθούν προτάσεις ενίσχυσης και αποκατάστασης του Δημοτικού Σχολείου. Οι προτεινόμενες επεμβάσεις αφορούν, την κατασκευή διαζωμάτων, την ενίσχυση με βαθύ αρμολόγημα, ενίσχυση ομογενοποίησης με ενέματα, μανδύες IAM και τέλος μανδύες οπλισμένους σκυροδέματος. Ακόμη, δημιουργούνται σενάρια με συνδυασμούς των ενισχυσεων με σκοπό την εύρεση της βέλτιστης οικονομοτεχνικής λύσης. Η βέλτιστη οικονομοτεχνικά λύση είναι η κατασκευή διαφραγμάτων σε συνδυασμό με μονόπλευρους μανδύες IAM με την οποία δεν θα γίνει κάποια επέμβαση στις όψεις της κατασκευής με αποτέλεσμα να παραμείνει ο παραδοσιακός χαρακτήρας της κατασκευής.

## **Abstract**

This thesis deals with the analytical investigation of methods for reinforcing a two-story stone masonry building. Specifically, the building dates back to the early 20th century, when it was used as the Primary School of the local community of Psarades, in the Municipality of Prespes, Florina Prefecture. In the first part of the thesis the load-bearing masonry structure is analyzed and the material properties of the load-bearing system are assessed. Subsequently, the examined building is presented, including its geometry and construction details. In the second part of the thesis, the structural adequacy of the examined building is evaluated. More specifically, the regulatory framework is examined, the documentation of the existing condition of the building is provided. Based on the collected data and the existing design codes, the building is analyzed performing specific structural adequacy checks. The last part of the thesis examines specific strengthening and restoration methods. The proposed interventions involve the construction of tie-beams, the replacement of jointing compound, injection of jointing compound, strengthening with textile reinforced mortars, and finally, the addition of reinforced concrete jackets. Moreover, some combined scenarios are examined aiming to find the optimal techno-economical solution.

## Πίνακας Περιεχομένων

<b>Περίληψη .....</b>	<b>1</b>
<b>Πίνακας Περιεχομένων .....</b>	<b>3</b>
<b>Εισαγωγή .....</b>	<b>4</b>
1.1 Αντικείμενο και Στόχοι της Διπλωματικής Εργασίας .....	4
1.2 Υλικά Φέρουσας Τοιχοποιίας .....	4
1.3 Είδη φέρουσας τοιχοποιίας .....	9
<b>Παρουσίαση εξεταζόμενου κτιρίου .....</b>	<b>17</b>
2.1 Ιστορικό κατασκευής.....	17
2.2 Αποτύπωση κτιρίου .....	22
2.3 Παθολογία κατασκευής .....	27
<b>Μελέτη Στατικής Επάρκειας .....</b>	<b>28</b>
3.1 Προσομοίωση κατασκευής και παραδοχές.....	28
3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών.....	29
3.3 Περιγραφή του Λογισμικού FespaT και της ανάλυσης.....	29
3.4 Έλεγχος επάρκειας με ανελαστική ανάλυση Pushover .....	32
<b>Μέθοδοι ενίσχυσης.....</b>	<b>60</b>
4.1 Μέθοδος 1 - Κατασκευή διαζώματος και ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας. ....	60
4.2 Μέθοδος 2 - Ενίσχυση με βαθύ αρμολόγημα .....	69
4.3 Μέθοδος 3 - Ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας και ενέματα.....	74
4.4 Μέθοδος 4 - Ενίσχυση με ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας με αμφίπλευρο μανδύα.....	81
4.5 Μέθοδος 5 - Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος .....	83
4.6 Μέθοδος 6 - Ενίσχυση με ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας με μονόπλευρο μανδύα .....	88
4.7 Μέθοδος 7 - Ενίσχυση με κατασκευή διαφραγμάτων και ομογενοποίηση με ενέματα. ....	91
4.8 Μέθοδος 8 - Ενίσχυση με κατασκευή διαζώματων και μανδύες με ΙΑΜ. ....	94
4.9 Σύγκριση μεθόδων ενίσχυσης .....	97
<b>Συμπεράσματα .....</b>	<b>103</b>
<b>ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ .....</b>	<b>105</b>

## **Εισαγωγή**

### **1.1 Αντικείμενο και Στόχοι της Διπλωματικής Εργασίας**

Η παρούσα μεταπτυχιακή διπλωματική εργασία πραγματεύεται την στατική ανάλυση ενός υφιστάμενου κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία και τις μεθόδους ενίσχυσης που μπορούν να εφαρμοστούν. Στόχος της μελέτης και της ενασχόλησης με την φέρουσα τοιχοποιία είναι η ανάδειξη και αξιοποίηση τέτοιων κατασκευών καθώς τα περισσότερα μνημεία και πολιτιστικά κτίρια του παρελθόντος ανήκουν σε αυτήν την κατηγορία κατασκευών. Η σημαντικότητα της ανάδειξης τέτοιων κατασκευών μεγάλης σπουδαιότητας, αυξάνει τις απαιτήσεις για ορθή αντιμετώπιση της στατικής τους ανάλυσης αλλά και των μεθόδων ενίσχυσης.

Σύμφωνα με αυτήν την κατεύθυνση θα πραγματοποιηθεί η στατική μελέτη ενός κτιρίου από τις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα. Θα αναλυθούν οι κατασκευαστικές του λεπτομέρειες, θα περιγραφεί η γεωμετρία του και θα εξεταστούν τα υλικά που το απαρτίζουν. Στην συνέχεια, θα προσομοιωθεί σε κατάλληλο λογισμικό όπου θα εξεταστεί σύμφωνα με τους ισχύοντες κανονισμούς εάν το κτίριο επαρκεί σε περίπτωση σεισμού. Τέλος, θα προταθούν διάφορες λύσεις ενίσχυσης και μέθοδοι επέμβασεις για την εξασφάλιση της ορθής συμπεριφοράς της κατασκευής.

### **1.2 Υλικά Φέρουσας Τοιχοποιίας**

Υπάρχουν πολλά υλικά που χρησιμοποιούνται στη φέρουσα τοιχοποιία, τα οποία διαφέρουν ανάλογα με τον τύπο της κατασκευής και τις προτιμήσεις του κατασκευαστή. Συχνά, μάλιστα, συνδυάζονται τα υλικά μεταξύ τους ώστε να βελτιωθούν οι ιδιότητες αντοχής, ανθεκτικότητας, η αισθητική και, γενικώς, να προκύπτουν καλύτερα αποτελέσματα. Οι κύριες κατηγορίες υλικών για φέρουσα τοιχοποιία είναι οι εξής:

#### **Φυσικοί Λίθοι:**

Οι φυσικοί λίθοι είναι ανόργανα στερεά υλικά που σχηματίζονται από φυσικές διαδικασίες στον πλανήτη μας. Έχουν χρησιμοποιηθεί ευρύτατα στο παρελθόν ως διακοσμητικά υλικά σε κτίρια, για την κατασκευή γλυπτών, αγαλμάτων και ταφικών μνημείων, αλλά, κυρίως, στην κατασκευή κτιρίων με αποτέλεσμα να υπάρχουν έργα περίσσιου κάλους, τα οποία έχουν χαρακτηριστεί ως μνημεία ή κτίρια πολιτιστική κληρονομιάς.

Οι φυσικοί λίθοι έχουν χρησιμοποιηθεί ως δομικά υλικά σε κατασκευές από το παρελθόν, ενώ, μέχρι και σήμερα κατέχουν δεσπόζουσα θέση στις κατασκευές. Αυτό συμβαίνει διότι προσφέρουν ένα αξιόλογο αισθητικά αποτέλεσμα και ταυτόχρονα πληρούν τις σύγχρονες οικονομοτεχνικές απαιτήσεις (βιοκλιματικά χαρακτηριστικά, εγγενή στοιχεία θερμομόνωσης / θερμοχωρητικότητας). (Σπυράκος, 2019)

Ορισμένες από τις σημαντικότερες ιδιότητες τους είναι ότι, κατ' αρχάς, παρουσιάζουν μεγάλη αντοχή σε θλίψη, σε κρούση και σε κάμψη, γεγονός που τους καθιστά κατάλληλους για την κατασκευή βαρέων δομικών υλικών. Επίσης, οι φυσικοί λίθοι είναι σκληρά υλικά κατασκευής, παρέχοντας αντοχή κατά την τριβή και την φθορά. Επιπροσθέτως, συνάδουν με τις σύγχρονες απαιτήσεις της οικολογίας,

έχουν καλύτερη σχέση τιμής – ποιότητας από άλλα υλικά και απαιτούν λιγότερη προσπάθεια για την συντήρησή τους. (Σπυράκος, 2019)

Βάσει των ισχυόντων κανονιστικών προτύπων για να μπορούν οι φυσικοί λίθοι να χρησιμοποιηθούν ως δομικά υλικά θα πρέπει να υποστούν μια σειρά από εργαστηριακές δοκιμές έως ότου να πιστοποιηθεί η καταλληλότητά του υλικού και να προβλεφθεί η συμπεριφορά τους κατά την πάροδο του χρόνου. Έτσι, προκειμένου να χρησιμοποιηθούν ως δομικά υλικά προτιμώνται οι ομοιογενείς λίθοι, οι σκληρότεροι (κλίμακα Mohs), ενώ το φαινόμενο βάρος τους καθορίζει τη θλιπτική αντοχή του πετρώματος, καθώς μεγαλύτερο φαινόμενο βάρος συνεπάγεται μεγαλύτερη θλιπτική αντοχή. Ένας ακόμη καθοριστικός παράγοντας που ελέγχεται είναι αυτός της γήρανσης, δηλαδή της φθοράς του φυσικού λίθου κατά την πάροδο του χρόνου, η οποία είναι ανάλογη της αντοχής του. Το κύριο χαρακτηριστικό, με το οποίο εκδηλώνεται η γήρανση των φυσικών λίθων αποτελούν το θάμπωμα ή η μεταβολή του αρχικού χρώματος τους. Βασικότερα αίτια της γήρανσης είναι α) οι θερμοκρασιακές μεταβολές, και ο παγετός, τα οποία μπορεί να προκαλέσουν θρυμματισμούς στα αδύναμα σημεία του λίθου, β) το οξυγόνο ( $O_2$ ), το οποίο δρα οξειδωτικά με τις ενώσεις σιδήρου (Fe), γ) η σκόνη και η αιθάλη, οι οποίες προκαλούν ρύπανση και φθορά, δ) το διοξείδιο του άνθρακα ( $CO_2$ ), το οποίο δρα διαλυτικά σε λίθους με ενώσεις ανθρακικού ασβεστίου ( $CaCO_3$ ) και αστρίου, ε) οι μικροοργανισμοί και τα φυτά, που δρουν διαβρωτικά μέσω των εκκρινόμενων υγρών και στ) η υγρασία και το βρόχινα ύδατα, τα οποία ευνοούν την ανάπτυξη διαβρωτικών δράσεων. Για να καταπολεμηθεί η φθορά των φυσικών λίθων και να αναχθεί η διαδικασία γήρανσής τους, χρησιμοποιούνται τεχνικές προστασίας. Αυτές περιλαμβάνουν την επένδυση τους με χημικές ενώσεις, την επικάλυψή τους με βρασμένο λινέλαιο, κερί ή λιωμένη παραφίνη. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Για να χρησιμοποιηθούν οι φυσικοί λίθοι σε τεχνικά έργα είναι απαραίτητη η κατεργασία τους. Οι φυσικοί λίθοι μπορούν να διακριθούν ανάλογα με τον τρόπο κατεργασίας τους σε διάφορες κατηγορίες, όπως αργούς, τυκτούς, ημιλάξευτους, λαξευτούς, μηχανικά κατεργασμένους φυσικούς λίθους και πλάκες.

Οι αργοί λίθοι χρησιμοποιούνται στη φυσική τους μορφή, καθώς είτε δεν έχουν υποστεί καμία επεξεργασία, είτε μικρή μόνο κατεργασία κατά την τοποθέτησή τους για την καλύτερη προσαρμογή τους στις κατασκευές. Παρουσιάζουν φυσική επιφάνεια με ανωμαλίες και ατέλειες. (Καραντώνη, 2012)

Οι τυκτοί αναφέρονται σε φυσικούς λίθους οι οποίοι έχουν υποστεί αρχική επεξεργασία στο λατομείο και συνεχίζουν να τροποποιούνται από τους τεχνίτες κατά τη διάρκεια της κατασκευής, με σκοπό τη δημιουργία μιας ομαλής και ευθυγραμμισμένης επιφάνειας με συγκεκριμένη υφή. Χρησιμοποιούνται, κυρίως, ως αγκωνάρια ή γωνιόλιθοι στις διασταυρώσεις των τοίχων κτιρίων από φέρουσα τοιχοποιία. (Καραντώνη, 2012)






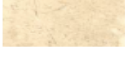
Οι ημιλάξευτοι λίθοι υπέστησαν περαιτέρω επεξεργασία στις ορατές επιφάνειές τους μετά την κατασκευή τους, όπως παρατηρούνται στις πρόσοψεις των κτιρίων. Αντίθετα, οι λαξευμένοι λίθοι έχουν υποστεί εξειδικευμένη λάξευση τόσο στο Σχήμα όσο και στις επιφάνειές τους, αποτελώντας μια λεία και επίπεδη επιφάνεια με ιδιαίτερη υφή και φινιρίσμα. Αυτοί οι λίθοι συνήθως χρησιμοποιούνται για εσωτερική διακόσμηση και για επιφάνειες που είναι ιδιαίτερα ορατές, και συναντώνται ευρέως σε μνημειακές κατασκευές και κατασκευές όπου οι πέτρινες δομές δεν επικαλύπτονται με επίχρυσμα για αισθητικούς λόγους. (Καραντώνη, 2012)

Οι πλάκες, όπως σχιστόλιθοι και μάρμαρα, αναφέρονται σε φυσικούς λίθους με διαστάσεις πολύ μεγαλύτερες από το πάχος τους. Στο παρελθόν, χρησιμοποιούνταν για την κάλυψη κτιρίων, την παραμόρφωση δρόμων και άλλες εφαρμογές, ενώ σήμερα η χρήση τους είναι κυρίως διακοσμητική, όπως στην επένδυση δαπέδων ή τοίχων κ.λπ.

Οι ογκόλιθοι είναι φυσικοί λίθοι με σημαντικό μέγεθος, οι οποίοι δεν έχουν υποστεί σημαντική ή καθόλου επεξεργασία. Χρησιμοποιούνται για τις θεμελιώσεις παραδοσιακών γεφυρών ή κατοικιών, ειδικά όταν αντιμετωπίζονται μεγάλες κλίσεις του εδάφους.

Στον Πίνακα 1 παρουσιάζονται από τον Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας – (ΚΑΔΕΤ, 2022), τα συνήθη πετρώματα που μπορούν να εμφανίστουν στην μελέτη τέτοιων κατασκευών. Ο κανονισμός παρουσιάζει τις μηχανικές ιδιότητες αυτών των πετρωμάτων και προτείνει ερήμην τιμές αντοχής σε θλίψη για καθένα από αυτά.

Πίνακας 1. Ενδεικτικές τιμές μηχανικών χαρακτηριστικών πετρωμάτων (ΚΑΔΕΤ, 2022)

ΠΕΤΡΩΜΑ	Φαινόμενη πυκνότητα $\rho$ (gr/cm <sup>3</sup> )	Αντοχή σε θλίψη (MPa)	Αντοχή σε εφελκυσμό (MPa)	Μέτρο ελαστικότητας $E$ , (GPa)	Ενδεικτικές υφές πετρωμάτων	Ερήμην τιμή αντοχής σε θλίψη (MPa)
Γρανίτης	2,60 – 2,82	16 – 434	3 - 40	10 - 77		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Διορίτης	2,50 – 3,03	64 – 333	5 - 50	29 – 107		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Πορφυρίτης	2,50 – 2,80	173 – 250	12 - 13	65 – 76		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ηφαιστειακός τόφος	1,80 – 2,11	6– 300	1 - 40	2 – 55		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές: 5
Αργιλικός σχιστόλιθος	1,60 – 2,90	34 – 503	0,7 - 23	2 – 90		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Δολομίτης	2,40 – 2,87	45 – 410	3 - 13	23 – 90		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25

Μάρμαρο	2,64 – 3,02	38 – 280	2 - 29	24 – 103		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ασβεστόλιθοι	2,4– 2,70	18 -197	3,5 - 14	10.5-87.0		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές: 18
Τραβερτίνης	2,40 – 2,54	18 – 68	4 - 10	4 – 45		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25 Ασθενές : 18
Σερπεντίνης	2,61 – 2,80	70 - 250	16 - 19	45 - 65		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Ψαμμίτες (λ.χ. λιθαρενίτες)	2,50 – 2,80	35-140	5 - 16	13 - 54		Ισχυρό: 50 Μετρ. Ισχυρό: 25
Πωρόλιθοι (πορώ- δεις ψαμμίτες (π.χ. βιοκλαστικοί ασβε- στόλιθοι, ασβεστο- μαργαϊκοί ψαμμί- τες) ή απολιθωματο- φόροι μαργαϊκοί ασβεστόλιθοι, κλ.π.).	1,57 - 2,45	1-25	1,8 - 10	-		Ασθενές: 5 Πολύ Ασθενές: 1

### Κονίες και κονιάματα

Οι κονίες και τα κονιάματα συνιστούν υλικά που χρησιμοποιούνται στην κατασκευή και τελική επεξεργασία των φυσικών λίθων. Ο όρος κονία αναφέρεται σε μίγματα που χρησιμοποιούνται για τη στεγάνωση και την συμπλήρωση κενών μεταξύ των φυσικών λίθων. Ο σκοπός των κονιών είναι να δώσουν συνέχεια και σταθερότητα στην κατασκευή, καθώς και να προστατεύσουν τους λίθους από την υγρασία και τη διείσδυση νερού. Οι κονίες μπορούν να είναι από διάφορα υλικά, συνήθως, υπό τη μορφή σκόνης, τα οποία όταν αναμιχθούν με ένα ρευστό, όπως το νερό, μετατρέπονται σε έναν εύπλαστο πολτό, το κονίαμα. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Το κονίαμα, επομένως, αναφέρεται στο μείγμα που χρησιμοποιείται για την επιφανειακή επεξεργασία και την απομόνωση της επιφάνειας των φυσικών λίθων. Το κονίαμα εφαρμόζεται στην επιφάνεια των λίθων για να δώσει ομοιόμορφη υφή, γυαλάδα ή χρώμα, και να τους προστατεύσει από την επίδραση των στοιχείων και της φθοράς. Τα κονιάματα μπορούν να είναι από διάφορα υλικά, όπως σκυρόδεμα, ασβέστη, ακρυλικές ρητίνες ή φυσικές ουσίες όπως η πετροκονία. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Οι αερικές κονίες είναι υλικά που υπόκεινται σε πήξιμο και σκλήρυνση με την επίδραση του ατμοσφαιρικού αέρα, ενώ διαλύονται στο νερό. Αυτές περιλαμβάνουν την άργιλο, μια κονία με υψηλή πλαστικότητα, μεγάλη πρόσφυση και σταθερότητα όγκου, καθώς και το γύψο, που ανήκει στις αρχαιότερες κονίες. Ο γύψος πήζει και σκληραίνει σε λίγα λεπτά, παρέχοντας συμπίεστική αντοχή από 5 έως 15 MPa και εφελκυστική αντοχή από 2 έως 7 MPa, ανάλογα με τον λόγο νερού προς γύψο. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Υδραυλικές ονομάζονται οι κονίες οι οποίες μετά την σκλήρυνση τους διατηρούνται αδιάλυτες στο νερό. Από τις πιο γνωστές υδραυλικές κονίες είναι οι φυσικές ποζολάνες με χαρακτηριστικό παράδειγμα

την θηραϊκή γη, το κεραμάλευρο που προέρχεται από κονιορτοποίηση οπτόπλινθων και χρησιμοποιήθηκε στην κατασκευή της Ροτόντας στην Θεσσαλονίκη το 300 μ.Χ., η υδραυλική άσβεστος, η οποία παράγεται από όπτηση αργιλούχων ασβεστόλιθων και για να χρησιμοποιηθεί αναμιγνύεται με ποζολάνες. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Τα πιο συνηθισμένα κονιάματα είναι τα ασβεστοθηραϊκόκονιάματα, τα ασβεστοκονιάματα και τα πηλοκονιάματα. Τα ασβεστοθηραϊκά κονιάματα περιέχουν ασβέστη και θηραϊκή ουσία (θηραμίτη), που είναι ένας επιπλέον συνδετικός παράγοντας. Αυτά τα κονιάματα είναι κατάλληλα για την ανανέωση και την αποκατάσταση φυσικών λίθων, καθώς προσφέρουν υψηλή αντοχή, αδιαβροχοποίηση και αποκατάσταση της εμφάνισης των λίθων με εξαιρετικό τρόπο. Η θλιπτική τους αντοχή διακυμαίνεται από 2-10 Μpa. (Σπυράκος, 2019)

Τα Ασβεστοκονιάματα περιέχουν ασβέστη ως κύριο συστατικό. Χρησιμοποιούνται για την επεξεργασία, την επισκευή και την κατασκευή φυσικών λίθων. Τα ασβεστοκονιάματα προσφέρουν ανθεκτικότητα, προστασία από την υγρασία και τη φθορά, και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την ανάπλαση και την ανακαίνιση παλαιών λίθινων κτιρίων. Η θλιπτική αντοχή τους διακυμαίνεται από 0,7-15Μpa. (Σπυράκος, 2019)

Τα Πηλοκονιάματα αποτελούνται από πηλό, που είναι μίγμα ορυκτών και οργανικών υλικών. Χρησιμοποιούνται για την επισκευή, την αποκατάσταση και την κατασκευή φυσικών λίθων. Τα πηλοκονιάματα παρέχουν ευελιξία, αδιαβροχοποίηση και καλή πρόσφυση, και μπορούν να χρησιμοποιηθούν για την αναπλήρωση κενών και τη στεγάνωση μεταξύ των λίθων. Η θλιπτική τους αντοχή κυμαίνεται από 0,2-1,0 Μpa. (Σπυράκος, 2019)

Η μέτρηση της μηχανικής συμπεριφοράς των κονιαμάτων για νέα κονιάματα γίνεται στο εργαστήριο ενώ η εκτίμηση της αντοχής παλαιών κονιαμάτων μπορεί να γίνει με επιτόπου δοκιμή αυλάκωσης, δοκιμή θραυσμάτων ή και με δοκιμή θλίψης σε δοκίμια όπου είναι δυνατή η πυρηνοληψία. Τα ποιοτικά και μηχανικά χαρακτηριστικά του κονιαματος αποτελούν βασικό παράγοντα για την διερεύνηση της μηχανικής συμπεριφοράς της τοιχοποιίας καθώς αποτελεί μαζί με το λιθόσωμα βασικό συστατικό της. Επιπλέον, οποιαδήποτε τοπική ζημιά ή ρωγμή που εμφανίζεται στην επιφάνεια του κονιαματος μπορεί να προκαλέσει την είσοδο υγρασίας στη δομή του τοιχώματος, δημιουργώντας έτσι ένα περιβάλλον για την ανάπτυξη μικροοργανισμών, την ανάπτυξη φυτών και άλλων παρόμοιων φαινομένων. Αυτό έχει ως αποτέλεσμα την επιτάχυνση της φθοράς και την απόδοση επιπρόσθετου φορτίου στην συνολική αντοχή του τοιχώματος. (Σπυράκος, 2019)

Η χρήση κονιαμάτων στην κατασκευή και την επεξεργασία φυσικών λίθων έχει μακρά ιστορία που αρχίζει από την αρχαιότητα, οπότε οι αρχαίοι Έλληνες, Ρωμαίοι, Αιγύπτιοι και άλλοι αρχαίοι πολιτισμοί χρησιμοποιούσαν κονιάματα για την επισκευή, την αποκατάσταση και την κατασκευή των λίθινων κτιρίων. Χρησιμοποιούσαν μίγματα από ασβέστη, άμμο και νερό για να στερεώσουν και να ενώσουν τους λίθους, προσφέροντας επιπλέον αντοχή και σταθερότητα. Κατά τη διάρκεια του Μεσαίωνα, η χρήση κονιαμάτων συνεχίστηκε και εξελίχθηκε. Τα κονιάματα απέκτησαν πιο σύνθετες συνταγές, με την προσθήκη διαφόρων συστατικών, όπως πηλός, κεραμίδια και ακόμα και ίνες. Αυτό επέτρεψε την ανάπτυξη κονιαμάτων με διαφορετικές ιδιότητες, που προσαρμόζονταν σε διάφορες αρχιτεκτονικές ανάγκες και περιβαλλοντικές συνθήκες. Στα τέλη του 18ου αιώνα και τον 19ο αιώνα, με την επανάσταση στην κατασκευαστική βιομηχανία και την εξέλιξη τεχνολογιών, ξεκίνησε η εμπορική παραγωγή

κονιαμάτων σε βιομηχανική κλίμακα. Τα κονιάματα άρχισαν να παράγονται εργοστασιακά και να διατίθενται σε προσαρμοσμένες συνθέσεις για διάφορες ανάγκες και εφαρμογές. Σήμερα, η χρήση κονιαμάτων συνεχίζεται και εξελίσσεται σε συμφωνία με τις σύγχρονες τεχνολογίες και απαιτήσεις. Παράλληλα με τα παραδοσιακά κονιάματα, έχουν αναπτυχθεί καινοτόμα υλικά, όπως ενισχυμένα κονιάματα με πρόσθετες ινώδεις ύλες ή υλικά που βελτιώνουν την αντοχή και την αντίσταση στην υγρασία. (Καραντώνη, 2012)

Στον Πίνακα 2 παρουσιάζονται από τον Κανονισμό για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ, 2022), τα συνήθη κονιάματα που μπορούν να εμφανίστουν στην μελέτη τέτοιων κατασκευών. Ο κανονισμός παρουσιάζει το εύρος της αντοχής των κονιαμάτων και προτείνει ερήμην τιμές αντοχής σε θλίψη για καθένα από αυτά.

**Πίνακας 2. Ερήμην τιμές θλιπτικών Αντοχών κονιαμάτων (ΚΑΔΕΤ, 2022)**

<b>Κονιάματα δόμησης</b>	<b>Εύρος τιμών θλιπτικής αντοχής (MPa)</b>	<b>Ερήμην τιμές για τη θλιπτική αντοχή (MPa)</b>
Πηλοκονιάματα	0,1 – 0,5	0,2
Ασβεστοπηλοκονιάματα	0,2 – 0,7	0,3
Ασβεστοκονιάματα	0,3 – 2,0	0,4
Αβεστοκονιάματα που περιέχουν ποζολάνη και πηλό	0,7 – 2,5	0,8
Ασβεστοποζολανικά κονιάματα	0,9 – 4,0	1,0
Ασβεστοκονιάματα με θραυστό κεραμικό και πιθανή χρήση ποζολάνης (κουρασάνια)	1,0 – 5,0	1,5
Ασβεστοτσιμεντοκονιάματα	2,0 – 10,0	2,0
Τσιμεντοκονιάματα	5,0 – 15,0	5,0

### **1.3 Είδη φέρουσας τοιχοποιίας**

Στον ελληνικό χώρο τα βασικότερα είδη φέρουσας τοιχοποιίας είναι οι λιθοδομές και οι πλινθοδομές:

#### **Λιθοδομές:**

Οι λιθοδομές αναφέρονται στη διαδικασία κατασκευής τοιχοποιίας με τη χρήση λίθων. Οι λίθοι μπορεί να είναι φυσικοί, όπως πέτρα, γρανίτης, μάρμαρο και άλλοι τοπικοί λίθοι, ή τεχνητοί, όπως

τούβλα. Η διαδικασία των λιθοδομών περιλαμβάνει την επιλογή και την τοποθέτηση των λίθων, καθώς και την στερέωσή τους με κατάλληλο υλικό συγκόλλησης ή ενδιάμεση στρώση. Αυτή η τεχνική απαιτεί εξειδικευμένη εργασία και εμπειρία για την επίτευξη σταθερής και ανθεκτικής κατασκευής. Διαχωρίζονται σε διάφορες κατηγορίες:

#### Ξηρολιθοδομές ή Ξερολιθιές

Η ξηρολιθοδομή είναι μια τεχνική κατασκευής τοιχοποιίας που δεν απαιτεί τη χρήση υγρών υλικών, όπως σκυρόδεμα, για τη σύνδεση των λίθων. Αντ' αυτού, οι λίθοι τοποθετούνται απευθείας ο ένας πάνω στον άλλον, χωρίς τη χρήση επιπλέον υλικών. Είναι η παλαιότερη μέθοδος λιθοδομής και έχει σχεδόν εξαλειφθεί. Χρησιμοποιείται κυρίως σε παραδοσιακές κατασκευές. (Καραντώνη, 2012)

#### Αργολιθοδομές.

Τοιχοποιία αποτελούμενη από αργούς λίθους με μέσο πάχος πέτρας 45-50εκ. και κονίαμα με πάχος 2-3εκ το οποίο είθισται να είναι λάσπη. Στις αργολιθοδομές, οι λίθοι στοιβάζονται με έναν ειδικό τρόπο χωρίς τη χρήση συνδέσμων ή σκυροδέματος. Οι αργολιθοδομές συνεχίζουν να χρησιμοποιούνται στην περιοχή της Αργολίδας και έχουν γίνει σύμβολο της παραδοσιακής αρχιτεκτονικής της περιοχής. (Καραντώνη, 2012)

#### Ημιλαξευτές λιθοδομές.

Στις ημιλαξευτές λιθοδομές, χρησιμοποιούνται τόσο λίθοι όσο και χωματόλιθοι για την κατασκευή των τοίχων. Οι λίθοι τοποθετούνται στο εξωτερικό μέρος του τοίχου για να παρέχουν αντοχή και προστασία, ενώ οι χωματόλιθοι χρησιμοποιούνται στο εσωτερικό μέρος του τοίχου για να συμβάλλουν στην θερμομόνωση και στη ρύθμιση της υγρασίας.

Η διαδικασία κατασκευής των ημιλαξευτών λιθοδομών περιλαμβάνει την τοποθέτηση των λίθων και των χωματόλινων μεταξύ ενός στρώματος χώματος ή πηλού. Οι λίθοι μπορούν να είναι φυσικοί ή τεχνητοί, ενώ οι χωματόλιθοι παράγονται από τοπικό χώμα ή πηλό. Κατασκευάζονται από ημιλαξευμένες πέτρες (με σχετικά μεγάλη επεξεργασία) και κονίαμα.

Οι ημιλαξευτές λιθοδομές παρουσιάζουν οικολογικά πλεονεκτήματα, καθώς χρησιμοποιούνται φυσικά υλικά και επιτρέπουν την ανακύκλωση των υλικών κατά την ανακαίνιση ή την κατεδάφιση των κτιρίων. Επιπλέον, η χρήση των χωματόλινων συμβάλλει στην θερμομόνωση των κτιρίων και τη μείωση της ενεργειακής κατανάλωσης. (Καραντώνη, 2012)

#### Λαξευτές λιθοδομές

Οι λαξευτές λιθοδομές είναι μια μορφή τοιχοποιίας όπου οι λίθοι λαξεύονται ή κατεργάζονται σε επίπεδες ή σχεδόν επίπεδες επιφάνειες και στοιβάζονται με ακρίβεια για να δημιουργηθεί ένας συνεκτικός τοίχος. Η τεχνική αυτή χρησιμοποιείται από την αρχαιότητα και έχει εφαρμοστεί σε διάφορες πολιτισμικές περιοχές του κόσμου. Συνηθίζονται επί το πλείστον σε αρχαία μνημεία με τους λίθους να λαξεύονται στο επιθυμητό σχήμα και μέγεθος, ανάλογα με τις ανάγκες της εκάστοτε κατασκευής. Χρησιμοποιούνταν σε πολύ σημαντικά έργα της αρχαιότητας, όπως Παρθενώνας, Μυκήνες. (Καραντώνη, 2012)

Πλινθοδομές:

Επόμενη κατηγορία είναι οι πλινθοδομές που, αναφέρονται σε μια μορφή τοιχοποιίας όπου χρησιμοποιούνται πλίνθοι. Οι πλίνθοι είναι προσαρμοσμένα κεραμικά ή πέτρινα τοιχοποιικά στοιχεία, συχνά ορθογώνιου σχήματος, που είναι σχεδιασμένα για να τοποθετούνται μαζί με συνδέσμους για να σχηματίσουν τους τοίχους ενός κτιρίου.

Οι πλινθοδομές είναι μια από τις πιο διαδεδομένες μορφές τοιχοποιίας σε πολλές πολιτισμένες κοινωνίες. Οι πλίνθοι μπορούν να κατασκευαστούν από διάφορα υλικά, όπως πηλός, πέτρα, τσιμέντο, κεραμίδια ή ακόμη και γυψοσανίδες. Οι πλίνθοι τοποθετούνται στη σωστή θέση με χρήση συνδέσμων, όπως σκυρόδεμα ή κονίαμα, για να ενωθούν και να δημιουργήσουν έναν σταθερό τοίχο. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

Ανάλογα με το υλικό, διακρίνονται στις κάτωθι κυριότερες κατηγορίες:

#### Ωμοπλινθοδομές

Οι ωμοπλινθοδομές είναι μια μορφή τοιχοποιίας όπου οι πλίνθοι χρησιμοποιούνται χωρίς να υποστούν επεξεργασία ή επεξεργάζονται σε ελάχιστο βαθμό. Αυτό σημαίνει ότι οι πλίνθοι χρησιμοποιούνται στη φυσική τους μορφή, χωρίς να υποστούν τη λείανση, το γυάλισμα ή άλλες μετατροπές. Οι πλίνθοι μπορούν να είναι φυσικοί πέτρινοι πλίνθοι, πηλός ή άλλα υλικά που δεν έχουν υποστεί επεξεργασία. Συνήθως, οι πλίνθοι τοποθετούνται με χρήση σκυροδέματος ή κονιάματος ως συνδέσμου. Είναι ιδιαίτερα επιρρεπείς στις σεισμικές δράσεις και στην υγρασία. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

#### Οπτοπλινθοδομές

Αποτελούνται από ψημένους πλίνθους όπως κεραμικά τούβλα, από πηλό αργιλικής σύνθεσης, με διάφορα συστατικά, όπως οξείδια αργίλου, σιδήρου, ανθρακικό μαγνήσιο, χαλαζιακή άμμο, νερό, άλευρα πετρωμάτων κ.α. Παρουσιάζουν μικρό συντελεστή θερμικής αγωγιμότητας, διαπερατότητας αέρα και είναι ιδιαίτερα εύχρηστος τρόπος δόμησης. Επιδεικνύουν μεγάλη ανθεκτικότητα σε θλίψη, αντοχή σε καιρικές συνθήκες και φωτιά και έχουν και ιδιαίτερα αυξημένη ανθεκτικότητα στον χρόνο. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

#### Τσιμεντολιθοδομές

Οι τσιμεντολιθοδομές αναφέρονται σε μια μορφή τοιχοποιίας όπου η κύρια χρήση υλικού είναι το τσιμέντο. Σε αυτήν την τεχνική, οι τοίχοι κατασκευάζονται από πέτρα ή πλίνθοι που συνδέονται μεταξύ τους με χρήση τσιμέντου ως συνδετικού υλικού. Το τσιμέντο είναι ένα σκληρυντικό υλικό που παρασκευάζεται από ασβεστοχαλίκι, άμμο και νερό. Χρησιμοποιείται σε κατασκευές για να προσδώσει αντοχή και συνδετική δύναμη στους τοίχους. Το τσιμέντο μπορεί να εφαρμοστεί σε διάφορες μορφές, όπως υγρή μάζα (σκυρόδεμα), πάστα ή σκόνη, ανάλογα με την εφαρμογή και τις προτιμήσεις.

Οι τσιμεντολιθοδομές είναι δημοφιλείς λόγω της ανθεκτικότητάς τους και της ευκολίας στην κατασκευή. Το τσιμέντο προσφέρει καλή αντοχή στην πίεση και μπορεί να δημιουργήσει σταθερούς και

ανθεκτικούς τοίχους. Επιπλέον, οι τσιμεντολιθοδομές είναι πυρασφαλείς και παρέχουν καλή θερμομόνωση. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

### **Χυτές Τοιχοποιίες**

Οι χυτές τοιχοποιίες είναι μια τεχνική κατασκευής τοιχοποιίας όπου οι τοίχοι κατασκευάζονται με τη χρήση χυτού σκυροδέματος. Σε αυτήν την τεχνική, ένα μείγμα τσιμέντου, χαλκού, ψιλής άμμου και νερού, γνωστό ως σκυρόδεμα, χύνεται σε καλούπια ή μορφές για τη δημιουργία των τοίχων. Μετά την στερεοποίηση προκύπτει το φέρον στοιχείο που χρησιμοποιείται στις κατασκευές. Καλούπι για την θεμελίωση αποτελούν οι παρειές του σκάμματος. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

### **Ξύλινες Τοιχοποιίες**

Οι ξύλινες τοιχοποιίες αναφέρονται στη χρήση του ξύλου ως κύριου υλικού για την κατασκευή των τοίχων ενός κτιρίου. Αυτή η τεχνική τοιχοποιίας είναι παραδοσιακή και ευρέως χρησιμοποιείται σε πολλές περιοχές του κόσμου. Οι κυριότερες μορφές ξύλινων τοιχοποιιών είναι οι εξής:

#### Ξυλόπηκτη τοιχοποιία, ή «τσατμαδότοιχοι»

Η Ξυλόπηκτη τοιχοποιία, γνωστή και ως "τσατμαδότοιχοι" είναι μια παραδοσιακή τεχνική κατασκευής τοιχοποιίας που χρησιμοποιείται κυρίως σε ορεινές περιοχές της Ελλάδας και άλλων Μεσογειακών χωρών. οι τοίχοι κατασκευάζονται από ξύλινα ορθοστάτες (πηκτά) που τοποθετούνται κάθετα στο έδαφος και είναι συνδεδεμένα μεταξύ τους με ξύλινα οριζόντια μέλη (σύρουπα). Η λέξη "τσατμαδότοιχοι" προέρχεται από την παράδοση της τοποθέτησης των ξύλινων μελών χωρίς τη χρήση καρφιών ή άλλων συνδετικών, αλλά με την τεχνική του "τσατμαδού", δηλαδή της εφαρμογής πίεσης και τριβής μεταξύ των μελών για να παραμείνουν σταθερά. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

#### Ξυλόπλεκτη τοιχοποιία ή «μπαγδατότοιχοι».

Η Ξυλόπλεκτη τοιχοποιία, γνωστή και ως "μπαγδατότοιχοι", είναι μια παραδοσιακή τεχνική κατασκευής τοιχοποιίας, κατά την οποία οι τοίχοι κατασκευάζονται από ξύλινα μέλη (μπαγδάτια) που ενωμένα μεταξύ τους δημιουργούν ένα πλέγμα. Οι μπαγδάτιες τοποθετούνται οριζόντια και κατακόρυφα και δένονται μεταξύ τους με συνδετήρες, όπως ακίδες ή καρφιά, προκειμένου να δημιουργηθεί ένα σταθερό πλέγμα. Στη συνέχεια, το πλέγμα αυτό γεμίζεται με ένα μίγμα από άμμο, πηλό ή χώμα (γνωστό και ως μπαγδατόσοβα) που λειτουργεί ως αναμεμιγμένο υλικό. (Βέρρας, Βιντζηλαίου, Τριανταφύλλου, 2004)

### **Επιπρόσθετες Τοιχοποιίες**

Επιπλέον, υπάρχουν τοιχοποιίες από πυρότουβλα, υαλότουβλα, από ξηρά δόμηση (γυψοσανίδα), τα οποία δεν αποτελούν αντικείμενο ανάλυσης και μελέτης της παρούσας εργασίας.

Οι τοιχοποιίες μπορούν να διακριθούν ανάλογα με τον τρόπο δόμησης σε διάφορα είδη. Ορισμένα από τα κυριότερα είδη τοιχοποιίας βάσει του τρόπου δόμησης περιλαμβάνουν:

### **Άοπλη τοιχοποιία**

Η άοπλη τοιχοποιία αναφέρεται σε μια μέθοδο κατασκευής τοίχων χωρίς τη χρήση οποιουδήποτε στατικού οπλισμού ή μεταλλικών ενισχυτικών στοιχείων. Σε αυτήν τη μέθοδο, οι τοίχοι κατασκευάζονται αποκλειστικά από υλικά όπως τούβλα, πέτρα, πηλός ή ξύλο, χωρίς την προσθήκη χάλυβα ή οποιουδήποτε άλλου μηχανικού ενισχυτικού. αρχιτεκτονικά στυλ, όπου η αισθητική και η παράδοση έχουν μεγάλη σημασία. Παρόλα αυτά, η άοπλη τοιχοποιία μπορεί επίσης να χρησιμοποιηθεί σε σύγχρονα κτίρια, αν και συνήθως για πιο μικρής κλίμακας κατασκευές.

Είναι σημαντικό να σημειωθεί ότι η άοπλη τοιχοποιία μπορεί να είναι λιγότερο ανθεκτική σε σεισμούς και άλλες εξωτερικές επιβαρύνσεις σε σύγκριση με τις τοιχοποιίες που χρησιμοποιούν οπλισμό. Επομένως, η κατασκευή των τοίχων πρέπει να γίνεται με μεγάλη προσοχή και σύμφωνα με τις κατάλληλες τεχνικές για να εξασφαλιστεί η αντοχή και η ασφάλεια του κτιρίου. (ΚΑΔΕΤ, 2022)

Ανάλογα με τον τρόπο δόμησης, οι τοιχοποιίες μπορούν να διακριθούν σε διάφορες υποκατηγορίες, συμπεριλαμβανομένων:

#### Φέρων τοίχος

Ο φέρων τοίχος είναι ο κύριος τοίχος ενός κτιρίου που αναλαμβάνει το μεγαλύτερο μέρος του φορτίου και παρέχει σταθερότητα και δομική αντοχή σε ολόκληρη την κατασκευή. Η οριζόντια διατομή του έχει εμβαδόν τουλάχιστον ίσο με  $0.04m^2$  ή ίση με την διατομή ενός λιθοσώματος. (ΚΑΔΕΤ, 2022)

#### Μονόστρωτος τοίχος

Ο μονόστρωτος τοίχος είναι ένας τοίχος που αποτελείται από μία μόνο στρώση υλικού, χωρίς κονίαμα ή επιπλέον επικάλυψη. Αυτό σημαίνει ότι η πάχυνση του τοίχου είναι ομοιόμορφη και δεν περιλαμβάνει στρώσεις διαφορετικών υλικών.

Ο μονόστρωτος τοίχος μπορεί να κατασκευαστεί με διάφορα υλικά, όπως πέτρα, τούβλα ή σκυρόδεμα. Συνήθως χρησιμοποιείται σε κατασκευές όπου δεν απαιτείται ιδιαίτερη δομική αντοχή ή θερμομόνωση. (Σπυράκος, 2019)

#### Κοίλος τοίχος

Ο κοίλος τοίχος αποτελείται από δύο παράλληλους μονόχρωμους τοίχους, οι οποίοι είναι επαρκώς συνδεδεμένοι μεταξύ τους μέσω συνδέσεων ή οριζόντιου ενισχυτικού οπλισμού. Η μια ή και οι δύο στρώσεις φέρουν κατακόρυφα φορτία. Ο εσωτερικός χώρος του κοίλου τοίχου μπορεί να είναι γεμάτος με αέρα, αφρόπλαστα, μονωτικά υλικά ή άλλα υλικά με μόνωτικές ιδιότητες. (Σπυράκος, 2019)

#### Δίστρωτος τοίχος

Ο δίστρωτος τοίχος αποτελείται από δύο στρώσεις υλικού, μεταξύ των οποίων υπάρχει ένα κενό ή ένα υλικό μόνωσης. Οι δύο τοίχοι είναι συνδεδεμένοι μεταξύ τους μέσω συνδέσεων, προκειμένου να συνεργαστούν για τη φόρτιση και την αντοχή σε φορτία. Η αστοχία εκδηλώνεται στις όψεις της τοιχοποιίας όπως και στην μονόστρωτη τοιχοποιία. (Σπυράκος, 2019)

### Κοίλος τοίχος με πλήρωση

Ο κοίλος τοίχος με πλήρωση είναι ένας τοίχος που αποτελείται από δύο εξωτερικές στρώσεις υλικού με ένα εσωτερικό κενό, το οποίο γεμίζεται με άλλο υλικό. Σε αντίθεση με τον κενό τοίχο, ο κοίλος τοίχος με πλήρωση δεν έχει μόνο αέρα ή μόνωση υλικό στο εσωτερικό του, αλλά κάποιο υλικό που γεμίζει το κενό.

Η πλήρωση μπορεί να περιλαμβάνει διάφορα υλικά, όπως σκυρόδεμα, ασβέστη, αφρόπλαστα, αδρανές υλικό ή άλλα κατάλληλα υλικά με θερμομονωτικές, ηχομονωτικές ή δομικές ιδιότητες. Η πλήρωση γίνεται συνήθως μετά την τοποθέτηση των εξωτερικών στρώσεων του τοίχου.

### Τοίχος όψεως

Ένας τοίχος που αποτελείται από λίθινα υλικά στην εξωτερική του επιφάνεια και συμβάλλει στη μεταφορά των φορτίων σε συνεργασία με τον υποστηρικτικό τοίχο

### Τοίχος από σκαφοειδή λιθосώματα

Ο τοίχος από σκαφοειδή λιθосώματα είναι ένας τύπος τοίχου που κατασκευάζεται από πέτρες ή λίθους φυσικού σχήματος, τα οποία τοποθετούνται με τρόπο που να σχηματίζουν σκαφοειδή διατάξεις. Τα λίθινα στοιχεία συνδέονται μεταξύ τους μέσω δύο ζωνών γενικής εφαρμογής κονιάματος, οι οποίες τοποθετούνται κατά μήκος των εξωτερικών οριζόντιων επιφανειών των λίθινων στοιχείων με σχήμα σκάφους.

### Πέτασμα όψεως

Το πέτασμα όψεως είναι μια τεχνική που χρησιμοποιείται στην κατασκευή των τοίχων όψεως για να δημιουργηθεί μια αντίθεση ή ένας οπτικός διαχωρισμός μεταξύ δύο διαφορετικών επιφανειών του τοίχου.

Συγκεκριμένα, το πέτασμα όψεως αναφέρεται στην έκταση που ο τοίχος όψεως ξεπερνά τις γειτονικές επιφάνειες των γειτονικών τοίχων ή άλλων κατασκευαστικών στοιχείων. Αυτό δημιουργεί ένα εμφανές όριο μεταξύ του τοίχου όψεως και των γύρω στοιχείων.. Συνήθως έχει αισθητικό-διακοσμητικό ρόλο.

### Διατμητικός τοίχος

Ο διατμητικός τοίχος είναι ένας τοίχος που σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αντιστέκεται σε κάθετες φορτίσεις και να αποτρέπει τη μετακίνηση ή την κατάρρευση των δομικών στοιχείων που συνδέονται με αυτόν. Ο διατμητικός τοίχος επιτελεί τον ρόλο της σταθεροποίησης και της αντίστασης σε δυνάμεις που προκαλούν μετακινήσεις και παραμορφώσεις στο κτίριο.

Οι διατμητικοί τοίχοι συνήθως είναι κατασκευασμένοι από ανθεκτικά υλικά όπως τούβλα, σκυρόδεμα, ατσάλι ή μεγάλες πέτρες. Οι τοίχοι αυτοί τοποθετούνται κατακόρυφα και διατμούν τον χώρο του κτιρίου, συμβάλλοντας στη δημιουργία σταθερών και ανθεκτικών δομικών συστημάτων.

#### Τοίχος ακαμψίας

Ο τοίχος ακαμψίας είναι ένας τοίχος που σχεδιάζεται και κατασκευάζεται για να αντιστέκεται σε πλευρικές δυνάμεις και να παρέχει ακαμψία και σταθερότητα σε ένα κτίριο. Οι τοίχοι αυτοί χαρακτηρίζονται από την υψηλή τους αντοχή στη μετακίνηση και την παραμόρφωση.

#### Μη Φέρων τοίχος

Ο μη φέρων τοίχος είναι ένας τοίχος που δεν συμβάλλει σημαντικά στη δομική αντοχή ή στη σταθερότητα του κτιρίου. Ο μη φέρων τοίχος συνήθως χρησιμοποιείται για τη διαχωρισμό και την οργάνωση των εσωτερικών χώρων του κτιρίου.

#### Τρίστρωτος τοίχος

Αποτελείται από δύο παράλληλους τοίχους και τρία στρώματα υλικού τοποθετημένα οριζόντια το ένα πάνω στο άλλο. Κάθε στρώμα μπορεί να αποτελείται από διαφορετικά υλικά με διαφορετικές ιδιότητες και λειτουργίες. Ο σκοπός του τρίστρωτου τοίχου είναι να συνδυάσει τα πλεονεκτήματα διαφορετικών υλικών και να επιτύχει ιδιότητες όπως η μόνωση, η αντοχή και η αισθητική. (ΚΑΔΕΤ, 2022)

### **Οπλισμένη Τοιχοποιία**

Η οπλισμένη τοιχοποιία είναι μια τεχνική κατασκευής κτιρίων που συνδυάζει τη χρήση τοίχων και οπλισμένου σκυροδέματος για την ενίσχυση και την αντοχή τους. Οι τοίχοι αυτοί κατασκευάζονται με τρόπο που ενσωματώνει οπλισμένα σκυροδεμένα στοιχεία (σιδερώματα) για την αύξηση της αντοχής τους σε φορτία και δυνάμεις.

Στην οπλισμένη τοιχοποιία, οι τοίχοι κατασκευάζονται από συνδυασμό του σκυροδέματος με άλλα υλικά, όπως τούβλα, θερμομονωτικά υλικά ή ακόμη και αλουμίνιο. Οι οπλισμένοι τοίχοι σχεδιάζονται και υπολογίζονται με γνώμονα την αντοχή τους σε φορτία, όπως το βάρος του κτιρίου, τον αέρα, τον άνεμο και τις σεισμικές δυνάμεις. Οι δύο βασικές κατηγορίες στις οποίες διακρίνεται είναι: α) τοιχοποιία με οπλισμό στον πυρήνα, όπως δίστρωτη τοιχοποιία ή τρίστρωτη και β) με διάσπαρτο οπλισμό εντός λιθοσωμάτων. (Μάνος, 2005)

### **Προεντεταμένη Τοιχοποιία**

Η προεντεταμένη τοιχοποιία είναι μια τεχνική κατασκευής κτιρίων, σύμφωνα με την οποία εντός της τοιχοποιίας έχουν σκοπίμως εισαχθεί εσωτερικές θλιπτικές τάσεις, μέσω τανυόμενου (εφελκυσμένου) οπλισμού. (Μάνος, 2005)

### **Διαζωματική (Περισφιγμένη) Τοιχοποιία**

Η διαζωματική ή περισφιγμένη τοιχοποιία αναφέρεται σε μια τεχνική κατασκευής τοιχοποιίας όπου οι τοίχοι κατασκευάζονται από δύο στρώσεις τούβλων, μεταξύ των οποίων υπάρχει μια στρώση σύμμεικτου υλικού, όπως σκυρόδεμα, σκυρόδεμα αφρού, θερμομονωτικά υλικά ή ακόμη και χώμα. Δηλαδή, περιβάλλεται κατά την κατακόρυφη και οριζόντια διεύθυνση από περισφίγγοντα στοιχεία οπλισμένου σκυροδέματος ή οπλισμένης τοιχοποιίας. (Μάνος, 2005)

## Παρουσίαση εξεταζόμενου κτιρίου

### 2.1 Ιστορικό κατασκευής

Η κατασκευή που πρόκειται να μελετηθεί βρίσκεται στον νομό Φλωρίνης και στον δήμο Πρεσπών και στην τοπική κοινότητα των Ψαράδων. Οι Ψαράδες βρίσκονται σε έναν μικρό κολπίσκο της λίμνης Μεγάλη Πρέσπα που συνορεύει με την Αλβανία και την Βόρεια Μακεδονία. Στην Εικόνα 1 παρουσιάζεται η ακριβής θέση του κτιρίου σε πρόσφατη αεροφωτογραφία. Αποτελούσε το δημοτικό σχολείο και διατέλεσε για πολλά χρόνια ως τοπικό σημείο αναφοράς της περιοχής καθώς δεσπόζει στην κεντρική πλατεία του χωριού.



Εικόνα 1. Αεροφωτογραφία περιοχής (maps.gov.gr, 2023)

Η κατασκευή του χρονολογείται στις αρχές του 20<sup>ου</sup> αιώνα επί Τουρκοκρατίας, όπου εκείνη την περίοδο η ευρύτερη περιοχή άνηκε στο οθωμανικό κράτος. Σύμφωνα με πηγές των ντόπιων κατοίκων, υπήρχε μια ιστορία πίσω από το χτίσιμο του κτιρίου. Αντιπροσωπεία των κατοίκων της περιοχής ταξίδεψε μέχρι την Κωνσταντινούπολη για να ζητήσει άδεια και χρηματοδότηση από τον σουλτάνο για να κατασκευαστεί σχολείο στην περιοχή. Ο σουλτάνος έδωσε την σφραγίδα του και τους επέτρεψε την κατασκευή και όρισε υπεύθυνο τον “χότζα” της περιοχής ώστε οι κάτοικοι να ‘κόψουν’ όσο χρήμα μπορούν στην διάρκεια μιας μέρας. Έτσι, επέλεξαν συμβολικά την ημέρα της Καθαράς Δευτέρας για να κόψουν νομίσματα και κατάφεραν με τα χρήματα αυτά να ανοικοδομήσουν την εκκλησία και το σχολείο του χωριού.

Στις εικόνες 2 μέχρι 6 παρουσιάζεται η φωτογραφική αποτύπωση του κτιρίου στην κατάσταση που βρισκόταν κατά την περίοδο της αυτοψίας τον Οκτώβριο του 2022. Στις εικόνες φαίνονται οι όψεις της και οι εσωτερικοί χώροι της κατασκευής.



Εικόνα 2. Νοτιοδυτική όψη κτιρίου



Εικόνα 3. Βορειοδυτική όψη κτιρίου



Εικόνα 4. Νοτιοανατολική όψη κτηρίου

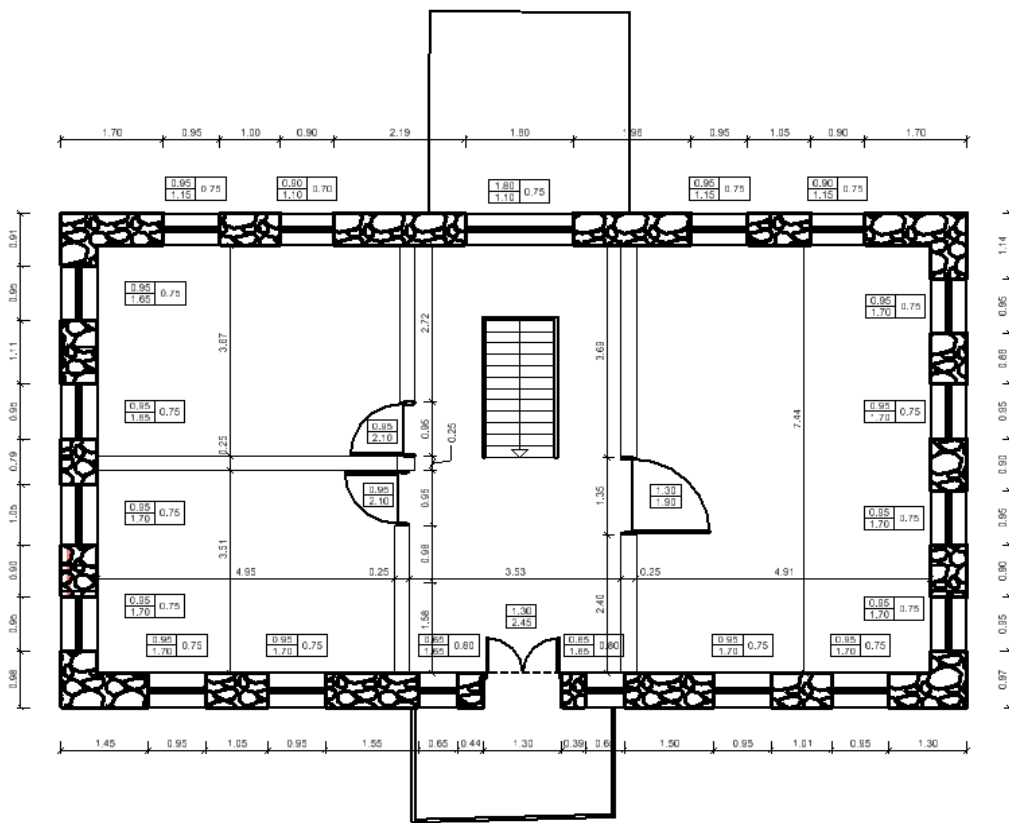


Εικόνα 5. Κεντρική είσοδος σχολείου – Εσωτερικό ισογείου



Εικόνα 6. Διάδρομος πρώτου ορόφου



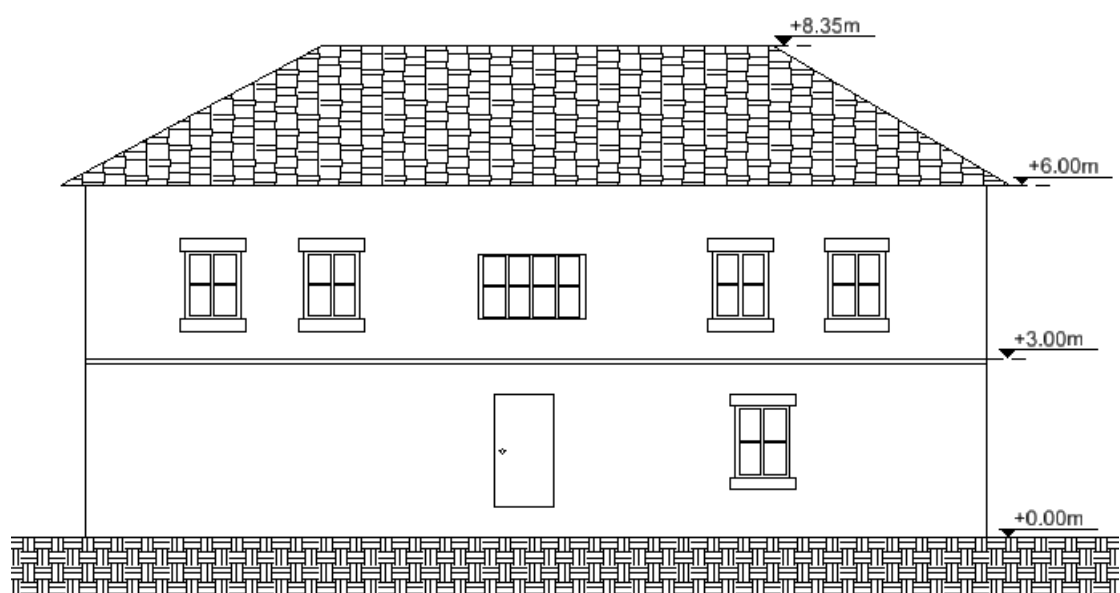


Σχήμα 2. Κάτοψη ορόφου

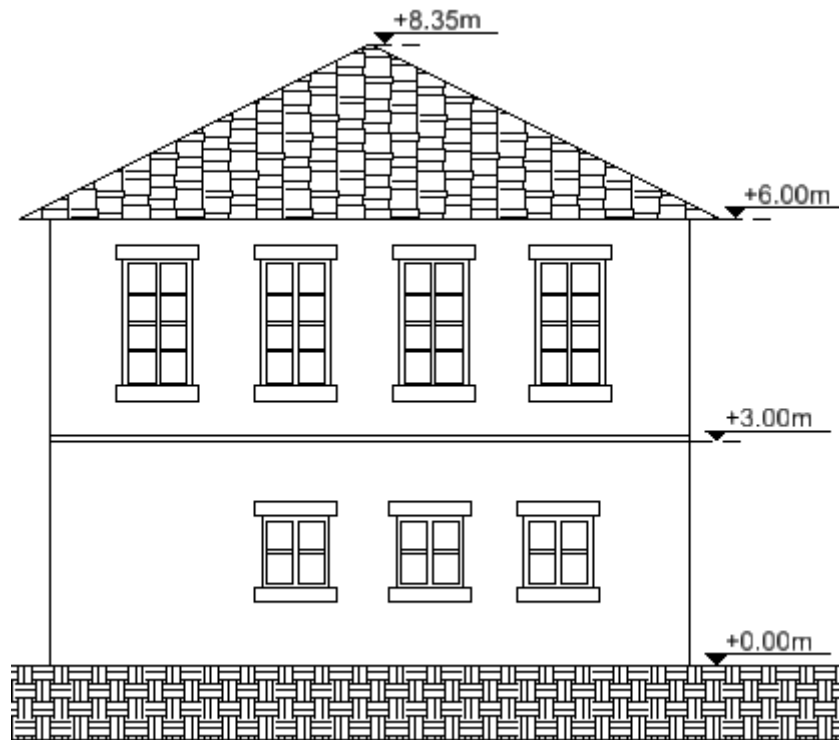
Από την αυτοψία που διενεργήθηκε, προέκυψε ότι ο φέρων οργανισμός του κτιρίου αποτελείται από φέρουσα τοιχοποιία με δίστρωτη λιθοδομή και το κονίαμα που χρησιμοποιήθηκε, όπως συνηθιζόταν εκείνα τα χρόνια, ήταν πηλοκονίαμα χαμηλής αντοχής. Επίσης, τα υπέρθυρα στα ανοίγματα του κτιρίου στηρίζονται με ξύλινο ανώφλι ύψους 8 με 10 εκατοστά και πλάτος ίσο με πάχος του τοίχου που βρίσκεται το άνοιγμα. Κατά μήκος των τοίχων διατρέχουν ξύλινα διαζώματα ή αλλιώς ξυλοδεσιές στην εσωτερική και εξωτερική παρειά τους. Στην συνέχεια παραθέτονται οι 4 όψεις του κτιρίου στα Σχήματα 3 έως 6.



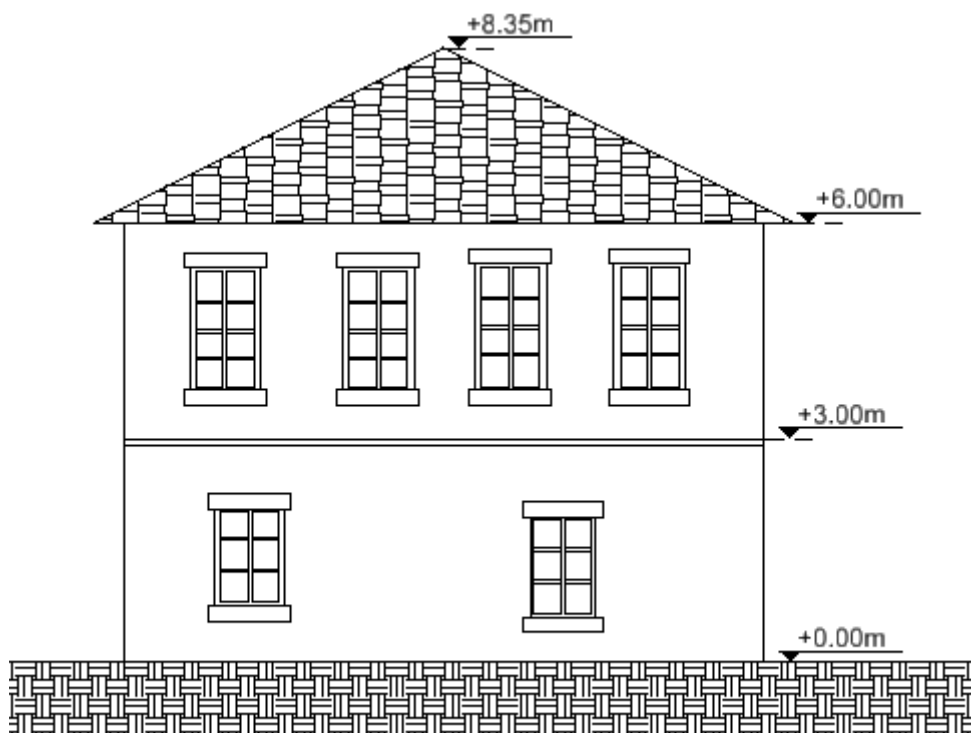
Σχήμα 3. Νοτιοδυτική όψη



Σχήμα 4. Βορειοανατολική όψη



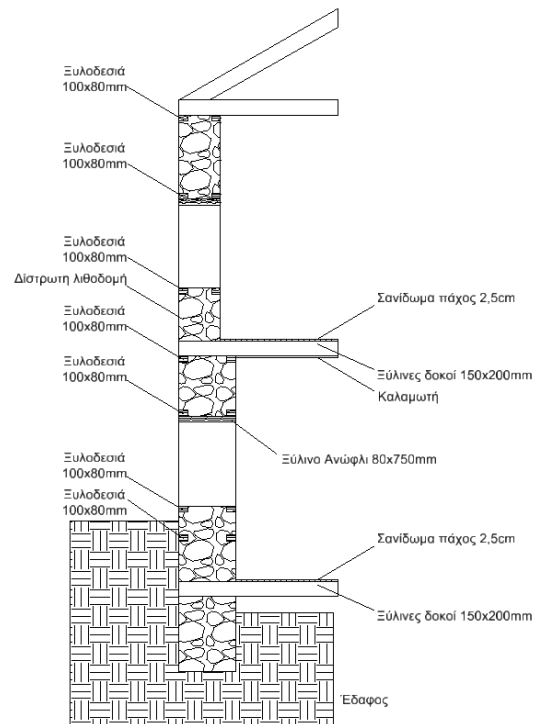
Σχήμα 5 Νοτιοανατολική όψη



Σχήμα 6. Βορειοδυτική όψη

Η μεταφορά των κατακόρυφων φορτίων του πρώτου ορόφου στους πεσσούς του ισογείου γίνεται μέσω ξύλινου εύκαμπτου δαπέδου. Το οποίο δεν μπορεί να θεωρηθεί ως διάφραγμα καθώς οι ξύλινες δοκοί εδράζονται απλά επάνω στην τοιχοποιία. Επίσης, υπάρχει ξύλινο υποστύλωμα και δοκός κάθετα

στην διεύθυνση των δοκών του πατώματος λόγω του μεγάλου μήκους στην διεύθυνση των δοκών του δαπέδου. Στο Σχήμα 7 που ακολουθεί παρουσιάζεται μια τυπική τομή της κατασκευής όπου φαίνεται ο τρόπος κατασκευής της τοιχοποιίας και ο μηχανισμός μεταφοράς των κατακόρυφων φορτίων. Στην εικόνα 7 παρατηρείται ο τρόπος σύνδεσης των οριζόντιων ξύλινων δοκών, όπου εδράζονται πάνω στον τοίχο και καρφώνονται στις ξυλοδεσιές.



**Σχήμα 7. Τρόπος δόμησης κατά το πάχος της τοιχοποιίας**



**Εικόνα 7. Σύνδεση ξύλινων δοκών δαπέδου με την τοιχοποιία και ξύλινα διαζώματα**

### 2.3 Παθολογία κατασκευής

Εμφανείς βλάβες ή ρωγμές στον σκελετό του κτιρίου δεν φαίνεται να υπάρχουν, εκτός από ένα σημείο στην ΒΑ όψη όπου δεν έχει επιχρισθεί σωστά και φαίνεται μία ενδεχόμενη αστοχία. Το επίχρισμα και στις δύο όψεις στην περίμετρο του κτιρίου δεν βοηθάει στην αναγνώριση τυχόν άλλων αστοχιών.

Στην ΒΑ όψη, με την απουσία του επιχρίσματος παρατηρείται μεγάλο κενό ανάμεσα στους λίθους που όπως φαίνεται στην Εικόνα 8. σχηματίζεται μια διαγώνια ρωγμή που πιθανώς να αποτελεί αστοχία σε διάτμηση από διαγώνιο εφελκυσμό. Ακόμη, παρατηρείται αστοχία του ξύλινου διαζώματος στην διεύθυνση της διαγώνιας και κάθετα στις εφελκυστικές τάσεις που αναπτύχθηκαν. Με την αστοχία της ξυλοδεσιάς παρατηρείται η εκτόνωση της σεισμικής δύναμης και η ρωγμή δεν προχώρησε σε μεγαλύτερο ύψος του τοίχου.

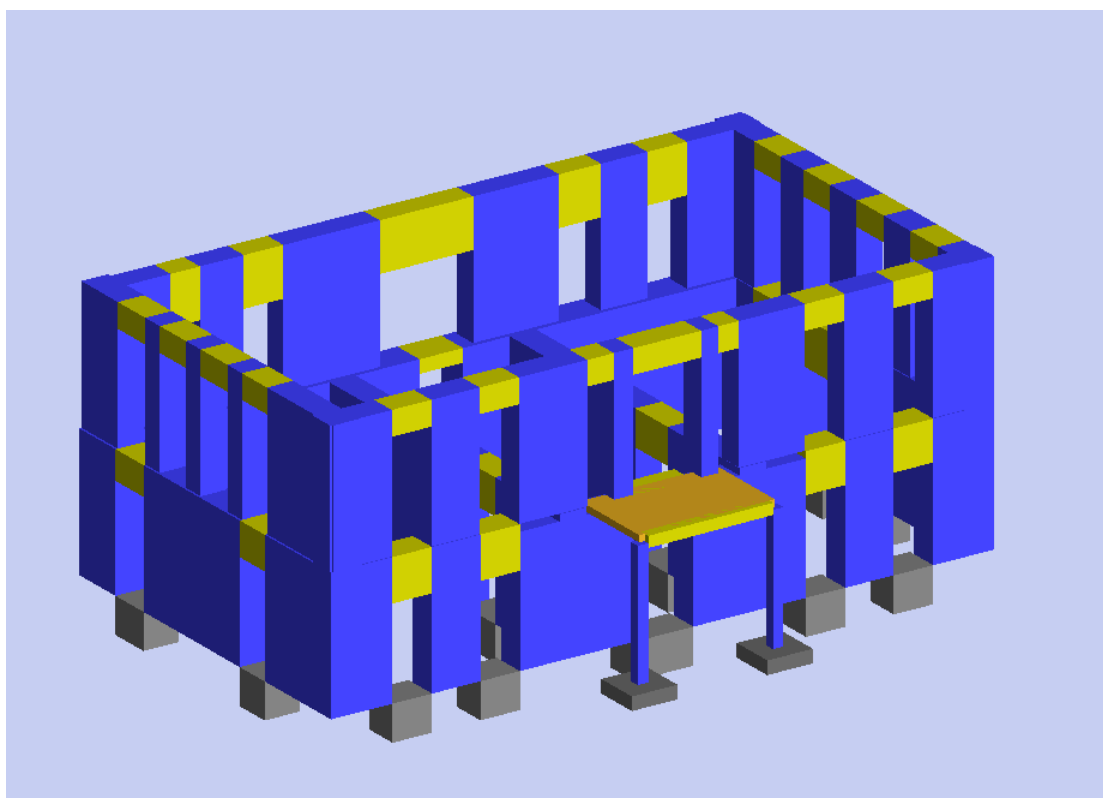


Εικόνα 8. Αστοχία διάτμησης από διαγώνιο εφελκυσμό

## Μελέτη Στατικής Επάρκειας

### 3.1 Προσομοίωση κατασκευής και παραδοχές

Η μελέτη και η αποτίμηση της σεισμικής ικανότητας του κτιρίου προσομοιώθηκε στο λογισμικό FespaT που αφορά κτίρια με φέρουσα τοιχοποιία και έχει την δυνατότητα της επίλυσης νέου αλλά και υφιστάμενου φορέα. Στην προσομοίωση δεν συμμετείχαν το ξύλινο δάπεδο καθώς με τον τρόπο σύνδεσης δεν εξασφαλίζει διαφραγματική λειτουργία και συμμετέχει ως εύκαμπτο διάφραγμα. Ακόμη, δεν υπάρχει το προσομοίωμα της στέγης και το κτίσμα των τουαλετών. Το προσομοίωμα της κατασκευής όπως σχεδιάστηκε στο λογισμικό παρουσιάζεται στο σχήμα 8.



Σχήμα 8. Προσομοίωμα εξεταζόμενου κτιρίου

Οι ποδιές των παραθύρων συμμετέχουν στον υπολογισμό της αντοχής των υπερθύρων καθώς σε όλα τα ανοίγματα υπήρχαν ποδιές κατασκευασμένες όμοιες με τους πεσσούς και όχι τοιχοπληρώσεις.

Το κανονιστικό πλαίσιο που εξετάζεται μία κατασκευή από φέρουσα τοιχοποιία είναι ο Ευρωκώδικας 6 και ο ΚΑΔΕΤ. Συγκεκριμένα αν πρόκειται για φέρουσα τοιχοποιία από αργολιθοδομή ο ΕΚ6 δεν έχει εφαρμογή και έτσι χρησιμοποιείται ο ΚΑΔΕΤ που είναι νόμος του κράτους από τον Απρίλιο του 2023 με το ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023. Ακόμη, η σεισμική συμπεριφορά της κατασκευής θα πρέπει να υπακούει στις διατάξεις του Ευρωκώδικα 8.

### 3.2 Μηχανικά χαρακτηριστικά υλικών

Οι επιλογές των ιδιοτήτων και των χαρακτηριστικών των υλικών ελήφθησαν σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ που προτείνει τιμές αντοχής των υλικών σε συγκεκριμένες περιπτώσεις μελετών. Όπως αναφέρθηκε ο φέρων οργανισμός αποτελείται από λιθοδομή που η σύνθεση της περιέχει ασβεστόλιθους με τιμή της θλιπτικής αντοχής του 50MPa και πηλοκονίαμα με θλιπτική αντοχή 0.2MPa.

Ακόμη, τα υπέρθυρα είναι με ξύλινο ανώφλι κακής ποιότητας όπου θεωρήθηκε ότι η εφελκυστική του αντοχή είναι 12MPa και ως εφελκυστική επιφάνεια  $A=160\text{cm}^2$ .

Βάσει των τύπων του ΚΑΔΕΤ γίνεται ο υπολογισμός του μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας και παρουσιάζονται στον Πίνακα 3:

Πίνακας 3. Μηχανικά Χαρακτηριστικά τοιχοποιίας

	Υφιστάμενη
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	2,588
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	0,143
Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	1,94

### 3.3 Περιγραφή του Λογισμικού FespaT και της ανάλυσης

Το FespaT αποτελεί ένα λογισμικό με αντικείμενο τον έλεγχο στατικής επάρκειας και την ενίσχυση κτιρίων από Φέρουσα Τοιχοποιία σύμφωνα με τον EC8-3 και τον ΚΑΔΕΤ. Η κύρια μέθοδος επίλυσης είναι η ανελαστική στατική ανάλυση «Pushover», επειδή η τοιχοποιία είναι κατ'εξοχήν μη γραμμικό υλικό αλλά και επειδή το επιβάλλει ο EC8-3. Γι' αυτό το σκοπό έχουν υλοποιηθεί προηγμένα υπολογιστικά προσομοιώματα όπως το νέο μέλος τοιχοποιίας με την ειδική μη γραμμική συμπεριφορά και ο μεταβλητός κόμβος ελέγχου/σύγκλισης. Παράλληλα, διαθέσιμη είναι και η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας με τοπικούς δείκτες πλαστιμότητας  $m$  ή καθολικό δείκτη  $q$ . Τα αποτελέσματα των αναλύσεων τεκμηριώνονται τόσο γραφικά όσο και αναλυτικά στο Τεύχος μελέτης, παραθέτοντας το αντίστοιχο τυπολόγιο του ΚΑΔΕΤ και του EC8-3. Σε περίπτωση κτιρίων που είναι ευαίσθητα σε στρέψη με ανώτερες ιδιομορφές μπορεί να εφαρμοστεί η ελαστική ανάλυση χρονοϊστορίας.

Το λογισμικό παράγει αυτόματα το υπολογιστικό προσομοίωμα με τους πεσσούς, τα υπέρθυρα και τις δύσκαμπτες ζώνες. Για την ανάλυση της φέρουσας τοιχοποιίας εφαρμόζεται ένα ειδικό μη γραμμικό μέλος το οποίο εκφράζεται σε όρους  $V-\theta$ , διαθέτει την κατάλληλη ελαστική δυσκαμψία, ακολουθεί τον πλαστικό κλάδο έπειτα από τη διατμητική ελευθέρωση (shear hinge), προσομοιώνει την αστοχία της τοιχοποιίας με φθίνοντα κλάδο και περιγράφει τον σύντομο κλάδο αποφόρτισης – επαναφόρτισης (short reversal).

Η ανάλυση της κατασκευής έγινε με την ανελαστική στατική ανάλυση «Pushover». Αρχικά, η Pushover ανάλυση αφορά μια επαναληπτική διαδικασία κατά την οποία λαμβάνεται υπόψη η σταδιακή μεταβολή των χαρακτηριστικών δυσκαμψίας των μελών της κατασκευής έως την αστοχία. Τα διακριτά βήματα της διαδικασίας είναι τα ακόλουθα:

- Το φορτίο διαμερίζεται και επιβάλλεται επανηλεκτικά στην κατασκευή. Η διαμέριση είναι μεταβλητή και ολοκληρώνεται όταν η μετακίνηση του κόμβου ελέγχου φτάσει τη μέγιστη μετακίνηση κορυφής.

- Σε κάθε επαυξητικό βήμα υπολογίζονται οι προκύπτουσες παραμορφώσεις στα άκρα των μελών και η ενδεχόμενη μεταβολή της δυσκαμψίας λόγω των παραμορφώσεων αυτών.
- Υπολογίζονται τα εντατικά μεγέθη των μελών σύμφωνα με τις τροποποιημένες δυσκαμψίες και ελέγχεται η ισορροπία στον φορέα σύμφωνα με ένα κριτήριο σύγκλισης.
- Εάν δεν ικανοποιείται τότε η διαδικασία συνεχίζεται μέσα στο ίδιο επαυξητικό βήμα έως ότου επιτευχθεί σύγκλιση.
- Μετά την αστοχία κάθε πεσσού ή υπερθύρου προσομοιώνεται η πτώση αντοχής.
- Κατά τη διάρκεια της ανάλυσης ένας πεσσός ή υπερθυρο ενδέχεται να αποφορτιστεί. Προσομοιώνεται, δηλαδή ο σύντομος κλάδος αποφόρτισης-επαναφόρτισης.

Εφαρμόζονται δυο καθ' ύψος κατανομές σεισμικών φορτίων σύμφωνα με EC8-3 §4.4.4.2(1). Πρώτα εφαρμόζεται η ομοιόμορφη, βασισμένη στην μάζα κάθε ορόφου και ανεξάρτητη από την στάθμη του.

Και στην συνέχεια η ιδιομορφική, ανάλογη με την μάζα του κάθε ορόφου, αλλά και με τις τιμές του ιδιοδιανύσματος της θεμελιώδους ιδιομορφής στην υπό εξέταση διεύθυνση, όπως αυτό προκύπτει από ελαστική φασματική ανάλυση. Ακόμη, για κάθε περίπτωση κατεύθυνσης φόρτισης +X, -X, +Z, -Z λαμβάνεται και συνιστώσα στην εγκάρσια διεύθυνση με λόγο των αντίστοιχων τεμνουσών βάσης 100:+30 και 100:-30 όπως προβλέπει ο ΚΑΝ.ΕΠΕ. §5.4.9(β).

Επίσης, για την ανελαστική ανάλυση Pushover ο ΚΑΔΕΤ στην §9.2.1 προβλέπει στάθμες επιτελεστικότητας και ελέγχους ασφαλείας.

- Περιορισμός Βλαβών DL: Η Οριακή Κατάσταση Περιορισμού βλαβών ή αλλιώς η Στάθμη Επιτελεστικότητας A - άμεση χρήση μετά τον σεισμό εισάγει το κριτήριο ο φορέας να έχει υποστεί μόνο ελαφριές βλάβες, με τα δομικά στοιχεία να μην έχουν περάσει τη διαρροή και να διατηρούν την αντοχή και την δυσκαμψία τους. Η απαίτηση σε όρους γωνίας στροφής χορδής για κύρια και δευτερεύοντα μέλη είναι:

$$\theta < \theta_{DL} = \theta_y \quad (\epsilon\xi.1)$$

- Σημαντικές βλάβες SD: Για την Οριακή Κατάσταση Σημαντικών βλαβών ή αλλιώς για την Στάθμη Επιτελεστικότητας B - Προστασία ζωής τα φέροντα στοιχεία επιτρέπεται να εμφανίσουν σημαντικές ανελαστικές παραμορφώσεις. Τα πρωτεύοντα μέλη εξασφαλίζεται ότι διαθέτουν αρκετό περιθώριο ασφαλείας έναντι εξάντλησης της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας  $\theta_u$ . Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εξαρτάται από την τιμή της πλαστιμότητας  $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$  (ΚΑΔΕΤ §9.2.1). Διακρίνεται σε δύο περιπτώσεις όπου στην πρώτη η πλάστιμη συμπεριφορά είναι  $\mu_\theta > 1.5$

$$\theta < \theta_{SD} = \theta_u / \gamma_{Rd} \quad (\epsilon\xi.2)$$

όπου:

$\gamma_{Rd} = 1.50$  για πρωτεύοντα μέλη εντός επιπέδου

$\gamma_{Rd} = 2.00$  για πρωτεύοντα μέλη εκτός επιπέδου

$\gamma_{Rd} = 1.33$  για δευτερεύοντα μέλη

και στην δεύτερη που πρόκειται για ψαθυρή συμπεριφορά με  $\mu_\theta < 1.5$ .

$$\theta < \theta_{SD} = \theta_y \quad (\epsilon\xi.3)$$

- Οιονεί κατάρρευση NC: Στην Οριακή Κατάσταση Οιονεί Κατάρρευσης ή αλλιώς στην Στάθμη Επιτελεστικότητας Γ - Αποφυγή οιονεί κατάρρευσης για τα φέροντα στοιχεία εξασφαλίζεται ότι δεν θα υπάρξει υπέρβαση της διαθέσιμης παραμόρφωσης αστοχίας. Το κριτήριο συμμόρφωσης σε όρους γωνίας στροφής χορδής εξαρτάται από την τιμή της πλαστιμότητας  $\mu_\theta = \theta_u / \theta_y$  (ΚΑΔΕΤ §9.2.1). Διακρίνονται σε δύο περιπτώσεις όπου στην πρώτη η πλάστιμη συμπεριφορά,  $\mu_\theta > 1.5$

$$\theta < \theta_{NC} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} \quad (\text{εξ.4})$$

όπου

$\gamma_{Rd} = 1.50$  για πρωτεύοντα μέλη εντός επιπέδου

$\gamma_{Rd} = 2.00$  για πρωτεύοντα μέλη εκτός επιπέδου

$\gamma_{Rd} = 1.33$  για δευτερεύοντα μέλη

και στην δεύτερη που πρόκειται για ψαθυρή συμπεριφορά με  $\mu_\theta < 1.5$ .

$$\theta < \theta_{NC} = \theta_y \quad (\text{εξ.5})$$

Διάγραμμα Απαίτησης Ικανότητας:

Διάγραμμα ικανότητας μονοβάθμιου ταλαντωτή όπου για κάθε περίπτωση οριζόντιας φόρτισης συντάσσεται καμπύλη αντίστασης (ή ικανότητας) Δύναμης - Μετακίνησης P-d. Το διάγραμμα αυτό μετατρέπεται σύμφωνα με την μεθοδολογία που περιγράφεται στο παράρτημα Β του EC8-1 σε διάγραμμα ισοδύναμου μονοβάθμιου ταλαντωτή σε όρους Επιτάχυνσης - Μετακίνησης S - d\*.

Διάγραμμα απαίτησης - Στοχευόμενη Μετακίνηση, στο ίδιο διάγραμμα με την καμπύλη ικανότητας και για τα επίπεδα σεισμικής έντασης που αντιστοιχούν σε κάθε εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας σχεδιάζεται και το ελαστικό φάσμα απαίτησης Se - d\*, όσο και το ανελαστικό φάσμα απαίτησης Sa - d\* για απαιτούμενη πλαστιμότητα παραμορφώσεων  $\mu_d$ .

Η στοχευόμενη μετακίνηση, δηλαδή η μετακίνηση του φορέα, για την οποία θα γίνει έλεγχος επιτελεστικότητας δίδεται για την δεδομένη καμπύλη ικανότητας σε συνδυασμό με τα φάσματα απαίτησης, βάσει του παραρτήματος Β του EC8-1.

Οι λόγοι ανεπάρκειας με τα κριτήρια επιτελεστικότητας που παρουσιάζονται στην ανελαστική ανάλυση Pushover ελέγχονται σε επίπεδο μέλους σε όρους παραμόρφωσης ή δύναμης. Ο έλεγχος πραγματοποιείται για κάθε περίπτωση φόρτισης και για μετακίνηση d του κόμβου ελέγχου ίση με την στοχευόμενη μετακίνηση που αντιστοιχεί στην εξεταζόμενη στάθμη επιτελεστικότητας. Συγκεκριμένα, για κάθε μέλος και για κάθε Στάθμη Επιτελεστικότητας υπολογίζεται ο λόγος ανεπάρκειας, ο οποίος προκύπτει από την εντατική ή παραμορφωσιακή κατάσταση του μέλους  $S_d$  για την συναφή στοχευόμενη μετακίνηση διαιρεμένος με την αντίσταση  $R_d$ .

$$\lambda = \theta_{NC, targ} / \theta_{NC, cap} \quad (\text{εξ.6})$$

### 3.4 Έλεγχος επάρκειας με ανελαστική ανάλυση Pushover

Τα αποτελέσματα των λόγων της επάρκειας των υπερθύρων προκύπτουν για στάθμη επιτελεστικότητας οιονεί κατάρρευση NC καθώς ο έλεγχος των υπερθύρων δεν γίνεται για στάθμη DL. Ο λόγος ανεπάρκειας της διατμητικής ικανότητας του υπερθύρου ελέγχεται σε κάμψη (M), σε τέμνουσα (V) και σε αστοχία λόγω εφελκυσμού (T).

Παρουσιάζονται στον πίνακα 4 οι λόγοι επάρκειας των υπέρθυρων και στον πίνακα 5 οι λόγοι επάρκειας των πεσσών.

Πίνακας 4. Λόγοι ανεπάρκειας υπέρθυρων - Pushover

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
Δ1.1(0), κ	Άοπλη	2.74! (V)
Δ1.4(0), κ	Άοπλη	4.15! (V)
Δ1.12(0), κ	Άοπλη	9.99! (V)
Δ1.15(0), κ	Άοπλη	1.46! (V)
Δ2.3(0), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ2.6(0), κ	Άοπλη	0.65 (V)
Δ2.9(0), κ	Άοπλη	0.83 (V)
Δ3.4(0), κ	Άοπλη	0.14 (M)
Δ3.8(0), κ	Άοπλη	0.32 (V)
Δ4.3(0), κ	Άοπλη	0.48 (V)
Δ5.3(0), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ6.3(0), κ	Άοπλη	2.99! (V)
Δ10.1(0), κ	Άοπλη	2.43! (M)
Δ12.2(0), κ	Άοπλη	9.97! (M)
Δ24.2(0), κ	Άοπλη	0.69 (V)
Δ1.3(1), κ	Άοπλη	2.85! (V)
Δ1.6(1), κ	Άοπλη	4.24! (V)
Δ1.10(1), κ	Άοπλη	0.09 (V)
Δ1.13(1), κ	Άοπλη	9.37! (M)
Δ1.16(1), κ	Άοπλη	9.99! (V)
Δ1.20(1), κ	Άοπλη	9.99! (V)
Δ1.23(1), κ	Άοπλη	1.36! (V)
Δ2.3(1), κ	Άοπλη	0.79 (V)
Δ2.6(1), κ	Άοπλη	0.17 (V)
Δ2.9(1), κ	Άοπλη	0.15 (V)
Δ2.12(1), κ	Άοπλη	0.96 (V)
Δ3.3(1), κ	Άοπλη	0.06 (V)
Δ3.6(1), κ	Άοπλη	0.07 (V)
Δ3.10(1), κ	Άοπλη	0.15 (V)
Δ3.14(1), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ3.17(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.3(1), κ	Άοπλη	0.89 (V)
Δ4.6(1), κ	Άοπλη	0.06 (V)
Δ4.9(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.12(1), κ	Άοπλη	0.43 (V)

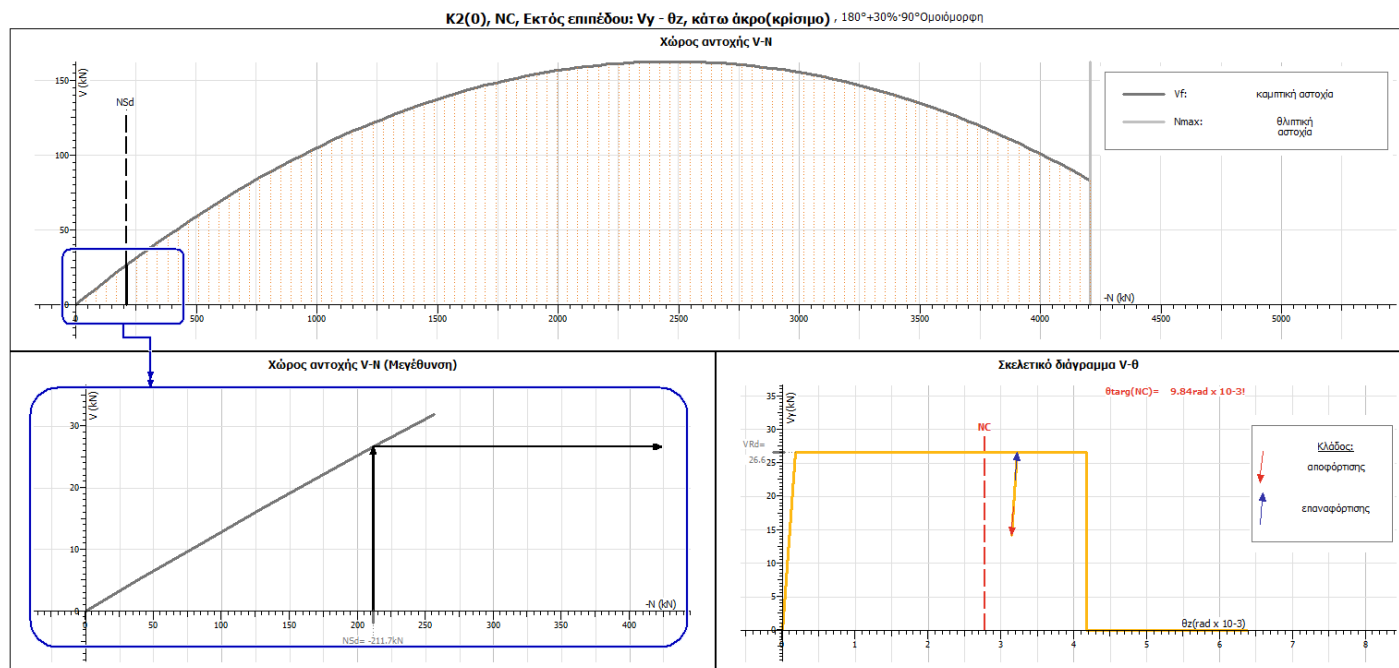
Πίνακας 5. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Pushover

Μέλος, Δευτ. Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.06 (V)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.62 (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.29 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		3.54!
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.02 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.04 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.06 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.57
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.13 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.03 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.05 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.23
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.03 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.06 (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.18 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		3.83!
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.49 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		2.64!
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.17 (V)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		5.41!
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.49 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!

K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.22 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		1.19!
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.34 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.42 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.25 (V)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.30 (T)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.32 (V)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.27 (V)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (V)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		8.53!
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (V)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	3.58! (V)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		0.88
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.44! (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.13 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.13 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (M)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		0.13
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.67 (M)
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (V)
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		0.17
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (V)
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		0.25
K21(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	9.99! (M)
K21(0), εκτός επιπέδου, κ		0.71
K22(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	0.73 (M)
K22(0), εκτός επιπέδου, κ		3.88!
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (M)
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		0.35
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.70! (T)
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99! (T)
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.15 (M)
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		0.23
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.66 (M)
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.12 (V)
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		1.95!
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.10 (V)
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (V)
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.44 (V)
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.07 (V)
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		1.19!
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.09 (M)
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.46 (M)
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.58 (M)
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-

Από τα αποτελέσματα των λόγων ανεπάρκειας των πεσσών στον Πίνακα 4 και 5 παρατηρείται ότι 13 στα 35 υπέρθυρα και 22 από τους 42 πεσούς αστοχούν. Ακόμη, παρατηρείται ότι στα υπέρθυρα εμφανίζονται ανεπάρκειες κυρίως σε τέμνουσα ως επί το πλείστον αλλά και σε κάμψη. Στους πεσσούς οι ανεπάρκειες είναι και εντός και εκτός επιπέδου και εμφανίζονται όλοι οι τύποι αστοχιών. Οι λόγοι ανεπάρκειας που προκύπτουν είναι πολύ μεγάλοι και φαίνεται η ανάγκη ενίσχυσης του λιθοσώματος που συνθέτει τον φορέα της κατασκευής.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται αναλυτικά τα αποτελέσματα της αποτίμησης των μελών της φέρουσας τοιχοποιίας που δεν ικανοποιούν τον έλεγχο, στο Σχήμα 9 έως και 34.



**Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -211.7 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 26.6 \text{ kN}$

**$V_{Rd} = V_f = 26.6 \text{ kN}$**

$$\rightarrow V_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0y1}} \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_{y1}}{f_{ty}} \right) \cdot r_{Rd} = 26.6 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (V + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 341.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{cr} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\lambda} = \frac{9.84 \text{ } \text{‰}}{3} = 3.54$$

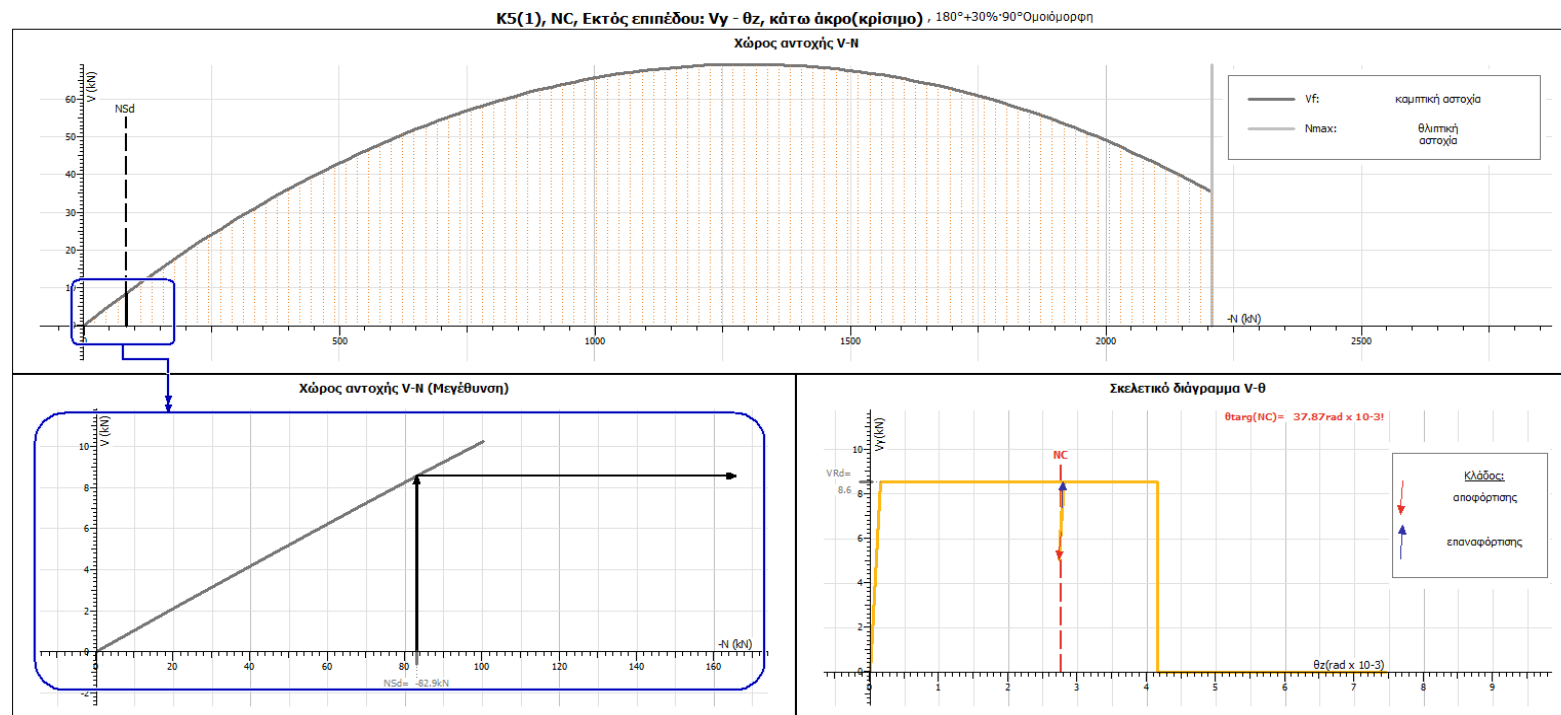
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.78 \text{ } \text{‰} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.18 \text{ } \text{‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET}, 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 9. Διάγραμμα αντοχής K2(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 9 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K2(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -211.7 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 26.6 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 9.84 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 3.54$ .



**Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -82.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 8.6 \text{ kN}$

$V_{Rd} = V_f = 8.6 \text{ kN}$

$$\rightarrow V_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0yi}} \cdot \sigma_{ty} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{ty}}{f_d}\right) \cdot f_{Rd} = 8.6 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W+2P) \cdot t_w / H = H_0 = 131.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{37.87 \text{ ‰}}{2.76 \text{ ‰}} = 9.99$$

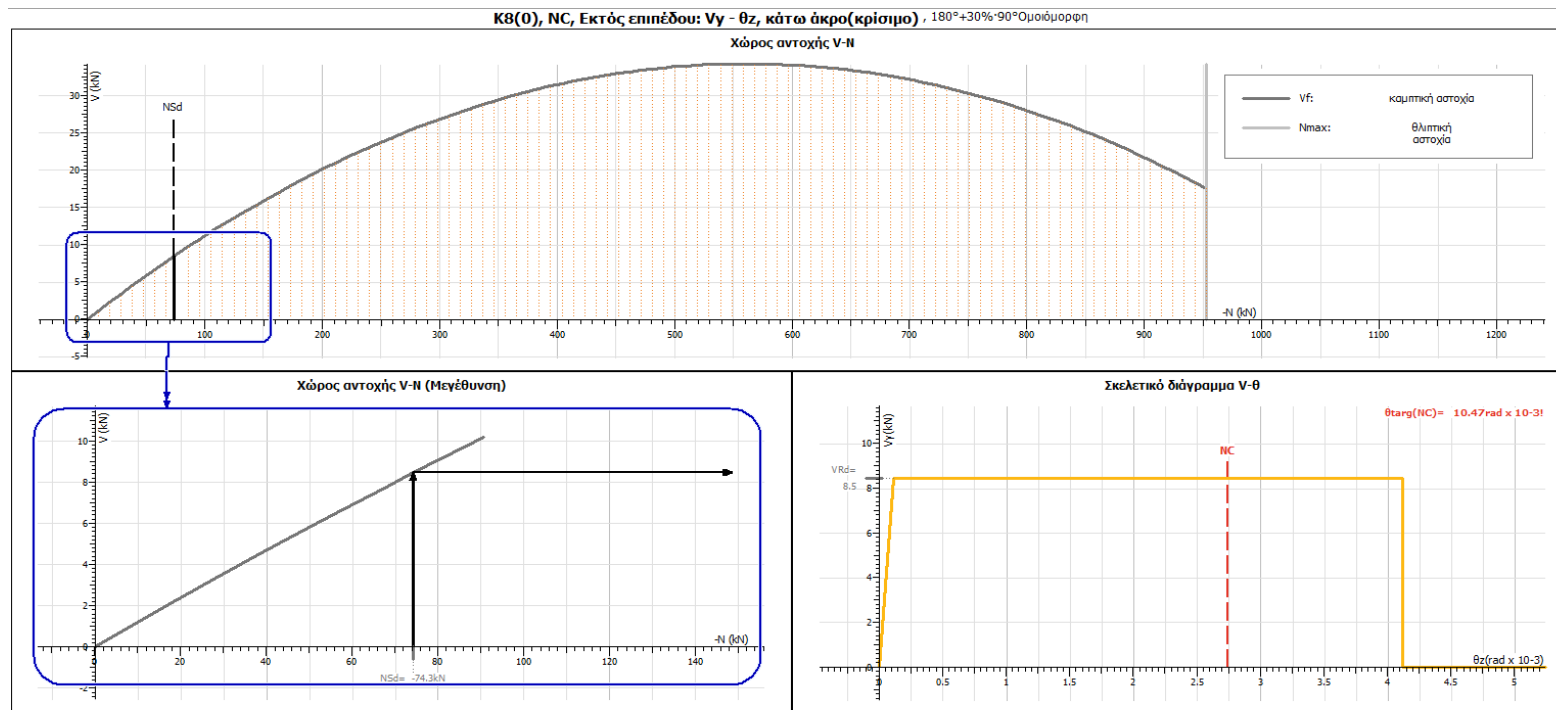
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.76 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.15 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομής}) \quad [\text{KADET } 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 10. Διάγραμμα αντοχής K5(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 10 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K5(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -82.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 8.6 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 37.87 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



**Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -74.3 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 8.5 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 8.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{\text{eff}}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_a}\right) \cdot f_{Rd} = 8.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 37.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{cap}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{10.47 \text{ } \text{‰}}{2.74 \text{ } \text{‰}} = \mathbf{3.83}$$

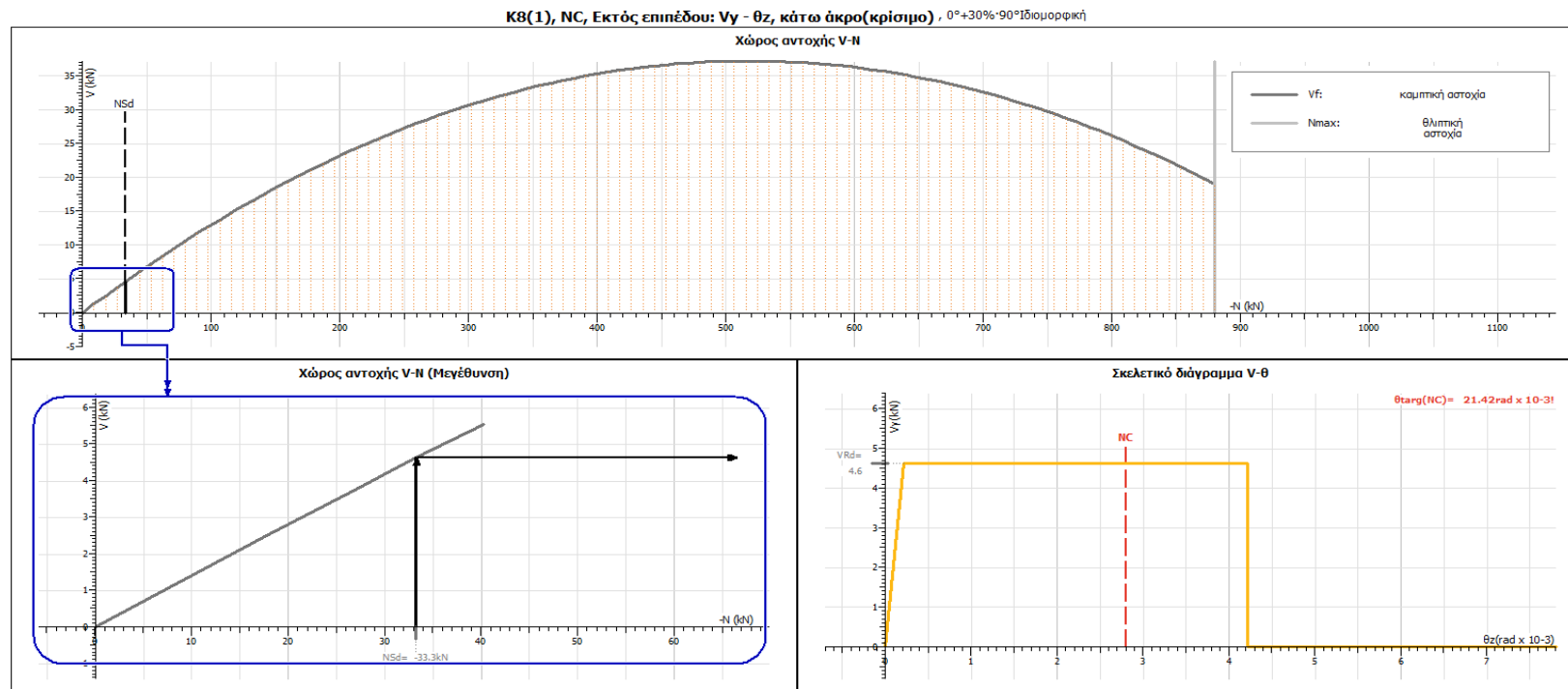
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = \mathbf{2.74 \text{ } \text{‰}} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.11 \text{ } \text{‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 11. Διάγραμμα αντοχής K8(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 11 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K8(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -74.3 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 8.5 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 10.47 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 3.83$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -33.3 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 4.6 \text{ kN}$

**$V_{Rd} = V_f = 4.6 \text{ kN}$**

$$\rightarrow V_f = \frac{L}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0,y}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 4.6 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W+2P) \cdot t_w/H = H_0 = 37.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (Σ7.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{21.42 \text{ ‰}}{2.80 \text{ ‰}} = \mathbf{7.64}$$

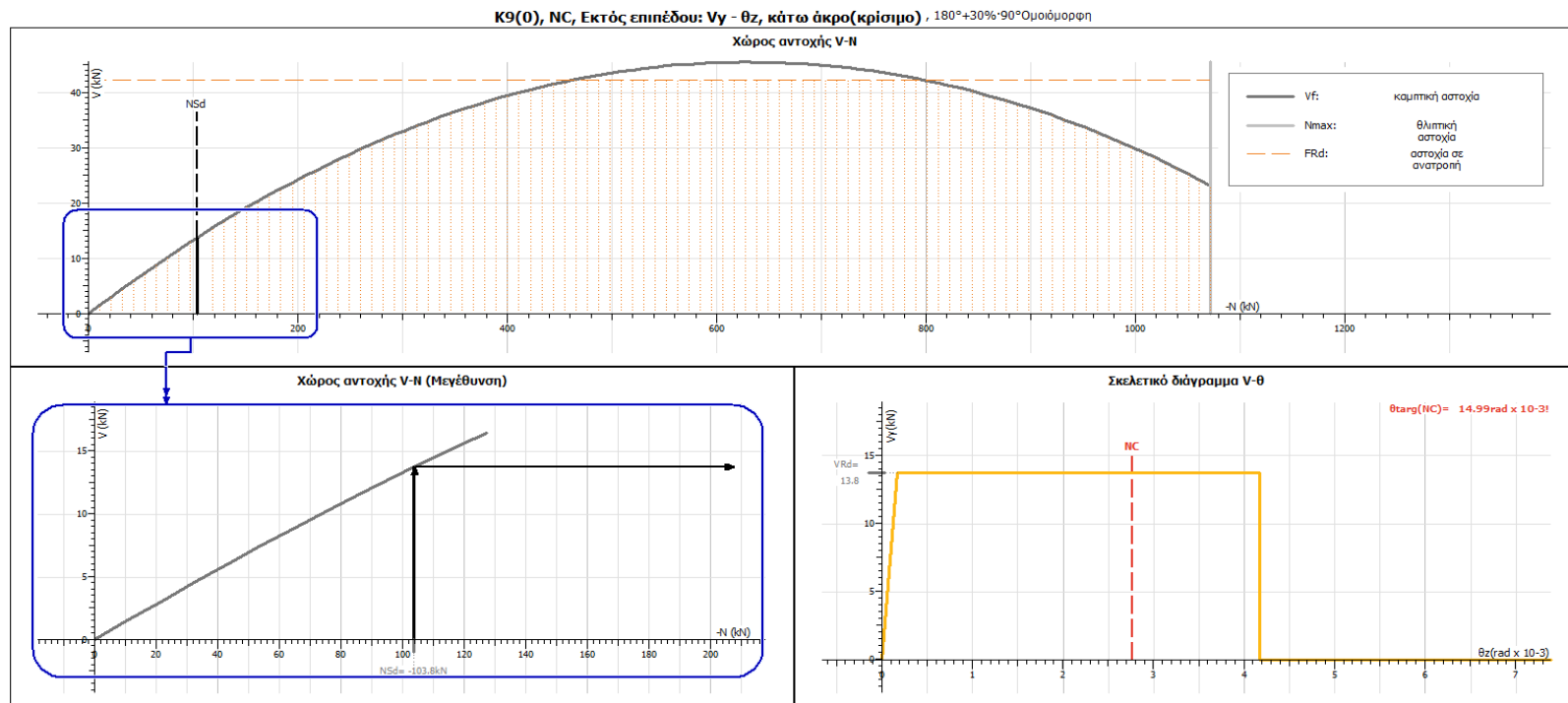
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = \mathbf{2.80 \text{ ‰}} \quad (\mu_E > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.21 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 12. Διάγραμμα αντοχής Κ8(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 12 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού Κ8(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -33.3 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 4.6 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 21.42 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 7.64$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -103.8 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 13.8 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 13.8 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{pvl}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 13.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 42.3 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, targ}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{14.99 \text{ ‰}}{2.77 \text{ ‰}} = \underline{\underline{5.41}}$$

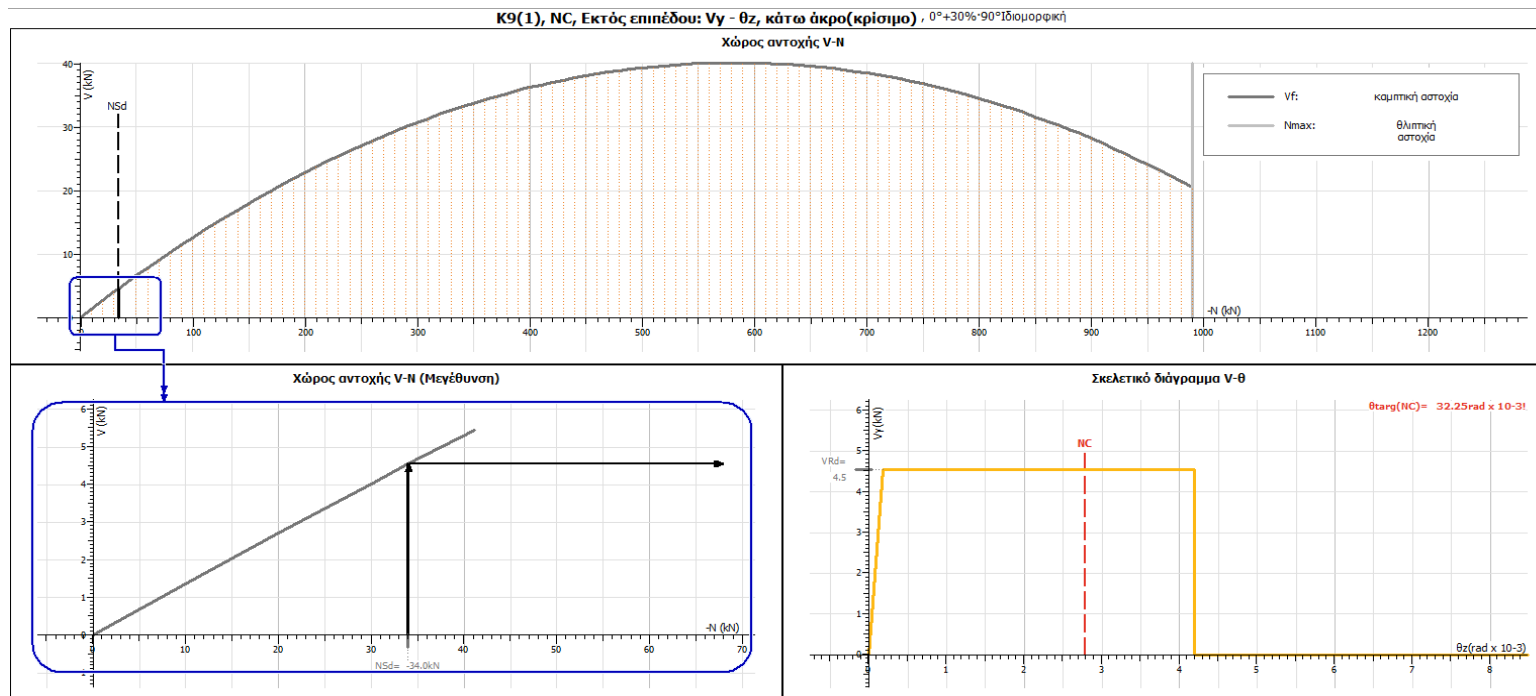
$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.77 \text{ ‰} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.17 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) [\text{ΚΑΔΕΤ } 7.4.2]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 13. Διάγραμμα αντοχής K9(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 13 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K9(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -103.8 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 13.8 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, targ} = 14.99 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 5.41$ .



**Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -34.0 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 4.5 \text{ kN}$

$V_{Rd} = V_f = 4.5 \text{ kN}$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 4.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 42.3 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ}, (27.7)]$$

$$\lambda_{\text{NC}} = \frac{\theta_{\text{NC, targ}}}{\theta_{\text{NC, cap}}} = \frac{32.25 \text{ ‰}}{2.78 \text{ ‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

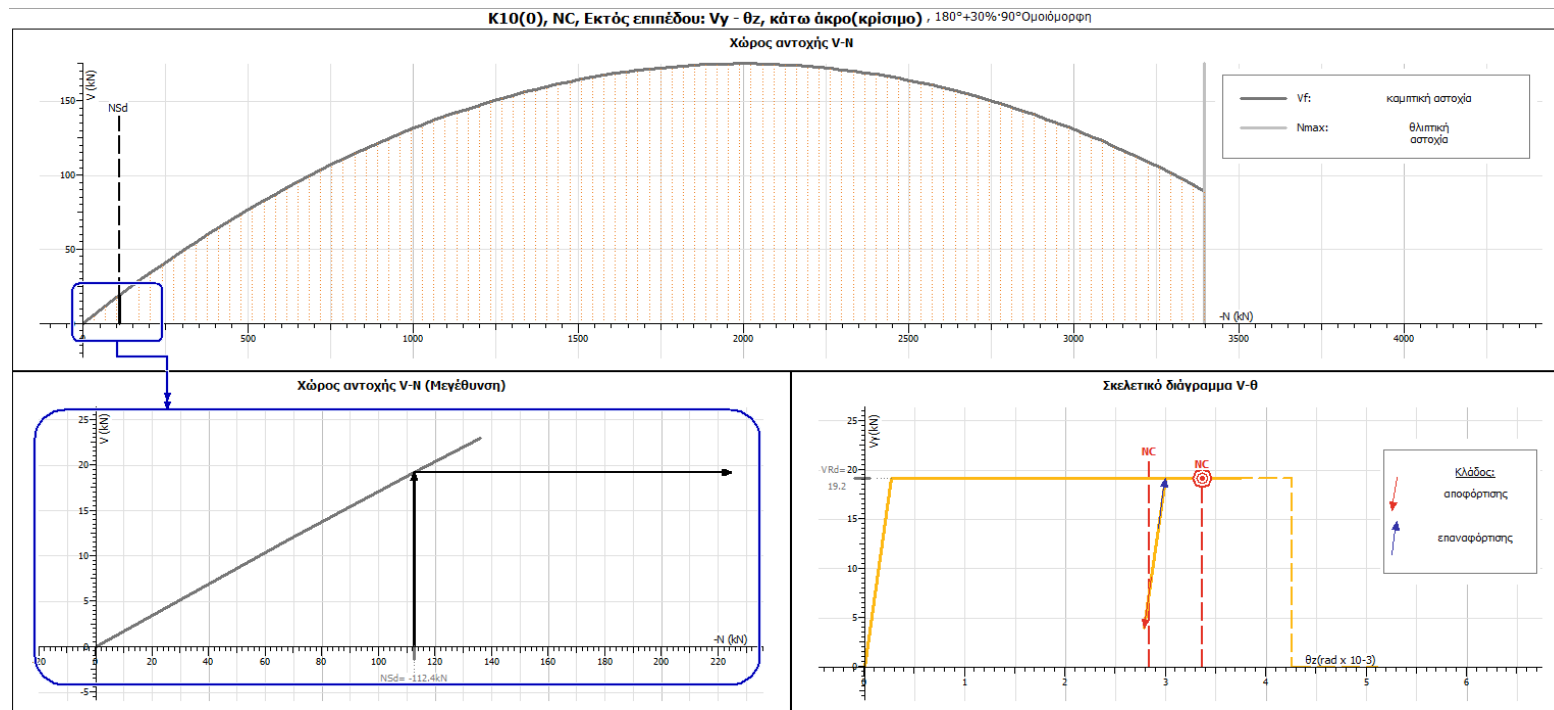
$$\theta_{\text{NC, cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.78 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.19 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ } 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 14. Πεσσός K9(1) Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας – Pushover**

Στο Σχήμα 14 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K9(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -34 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 4.5 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{\text{NC, targ}} = 32.25 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -112.4 \text{ kN}$ ,  $V_{rd} = 19.2 \text{ kN}$

$V_{rd} = V_f = 19.2 \text{ kN}$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{oyl}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_a}\right) \cdot f_{Rd} = 19.2 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 257.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{cap}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{3.37 \text{ ‰}}{2.83 \text{ ‰}} = \mathbf{1.19}$$

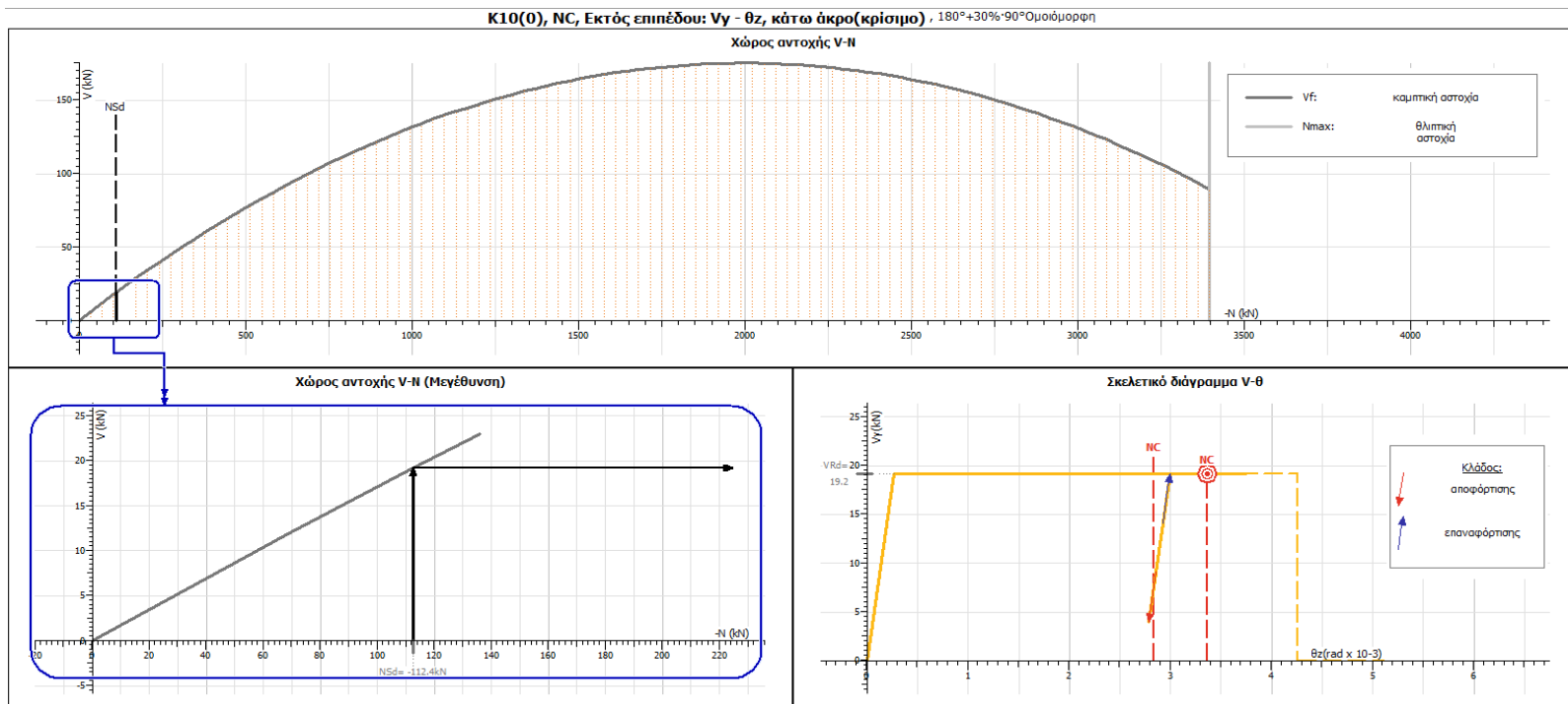
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \mathbf{2.83 \text{ ‰}} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.26 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 15. Διάγραμμα αντοχής K9(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 15 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K9(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -112.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{rd} = 19.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 3.37 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 1.19$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -112.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 19.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 19.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{\phi y l}} \left( 1 - \frac{\sigma_a}{f_d} \right) \cdot r_{Rd} = 19.2 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 257.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{3.37 \text{ ‰}}{2.83 \text{ ‰}} = \mathbf{1.19}$$

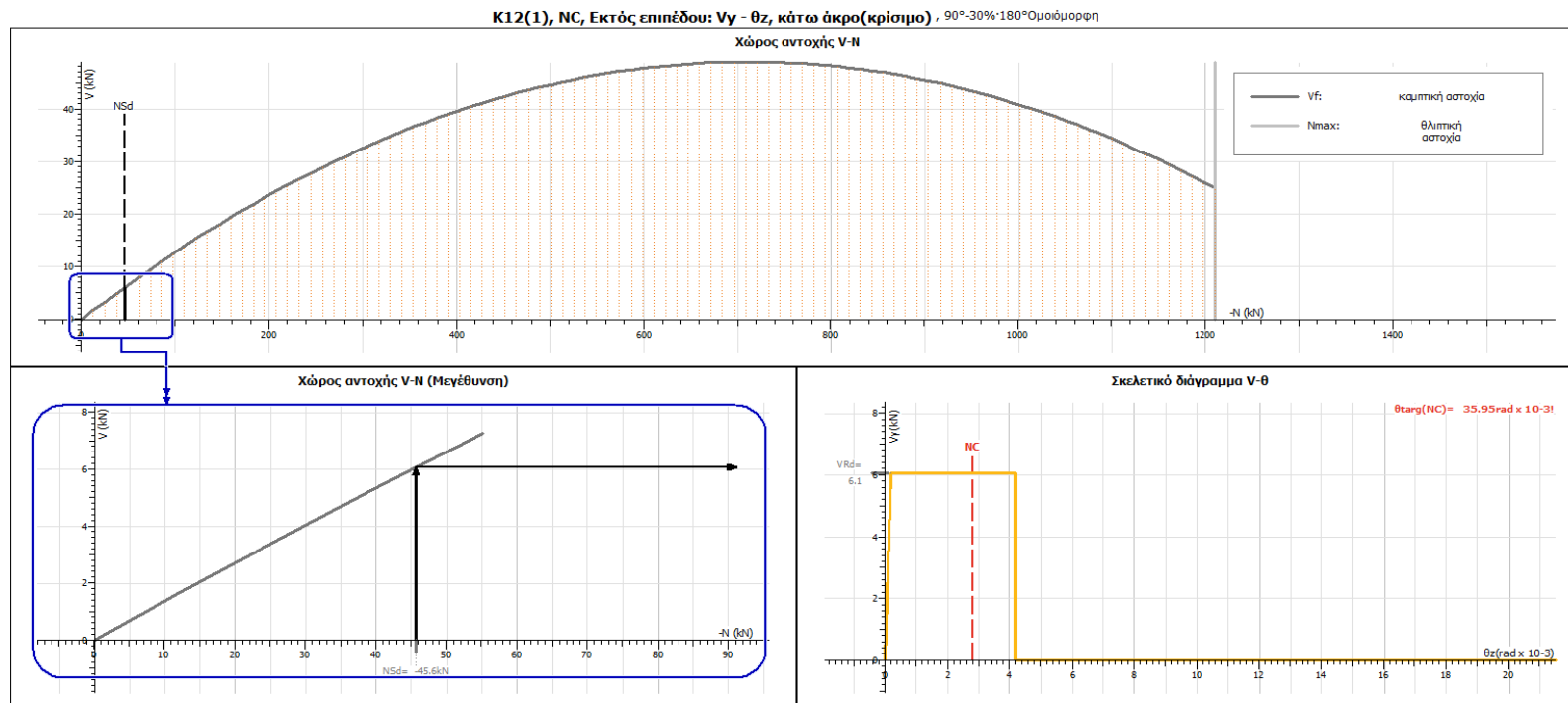
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \mathbf{2.83 \text{ ‰}} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.26 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 16. Διάγραμμα αντοχής K10(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 16 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού KX(X) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = X \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = X \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = X \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = X$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: N<sub>sd</sub> = -45.6 kN, V<sub>Rd</sub> = 6.1 kN

$$V_{Rd} = V_f = 6.1 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0y1}} \cdot \left( 1 - \frac{\sigma_a}{f_d} \right) \cdot r_{Rd} = 6.1 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 52.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{cap}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{35.95 \text{ ‰}}{2.80 \text{ ‰}} = \mathbf{9.99}$$

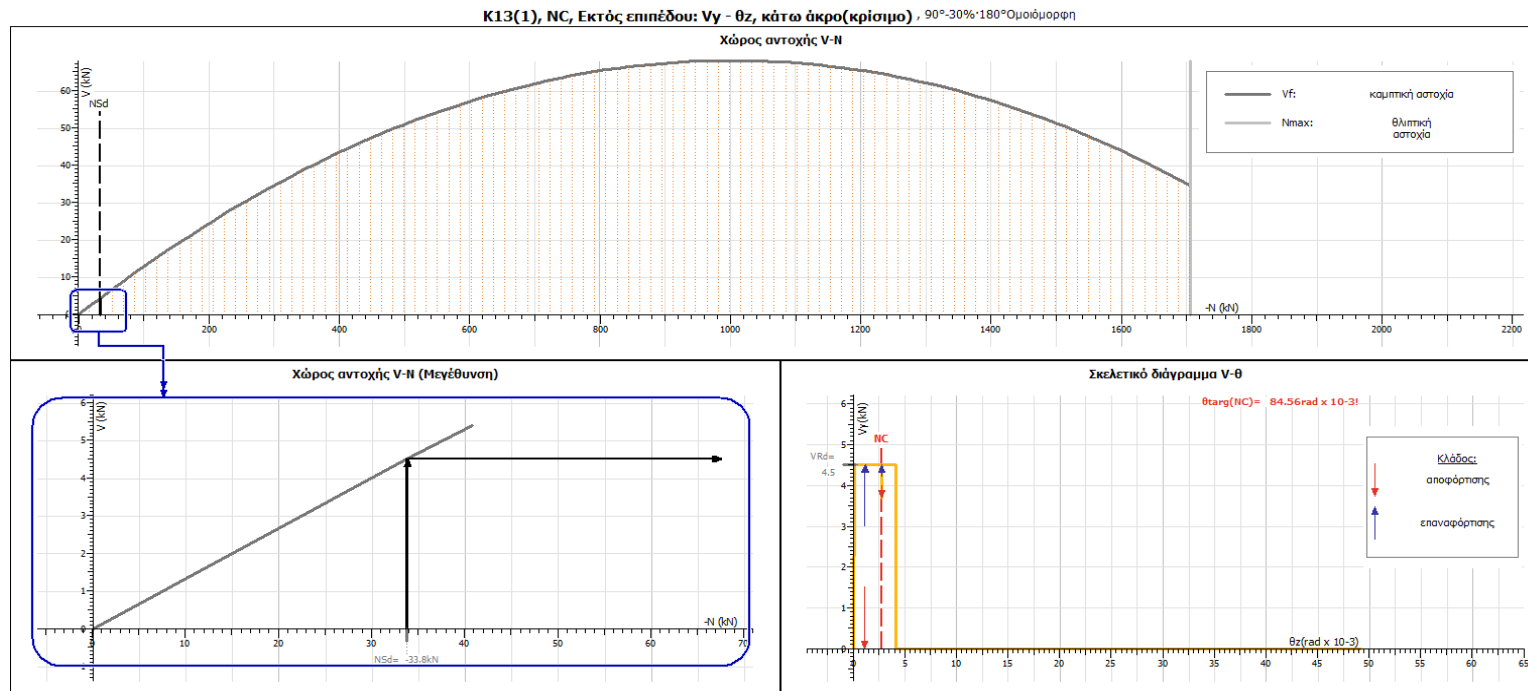
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = \mathbf{2.80 \text{ ‰}} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.20 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 17. Διάγραμμα αντοχής K12(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 17 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K12(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο N<sub>sd</sub> = -45.6 kN προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα V<sub>Rd</sub> = 6.1 kN. Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε θ<sub>NC, targ</sub> = 35.95 rad \* 10<sup>-3</sup> με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε λ > 9.99.



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -33.8 \text{ kN}$ ,  $V_{rd} = 4.5 \text{ kN}$

$$V_{rd} = V_f = 4.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_c}\right) \cdot r_{rd} = 4.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{rd} = 4 \cdot (W + 2F) \cdot t_{w1}/H = H_0 = 74.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{84.56 \text{ ‰}}{2.73 \text{ ‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

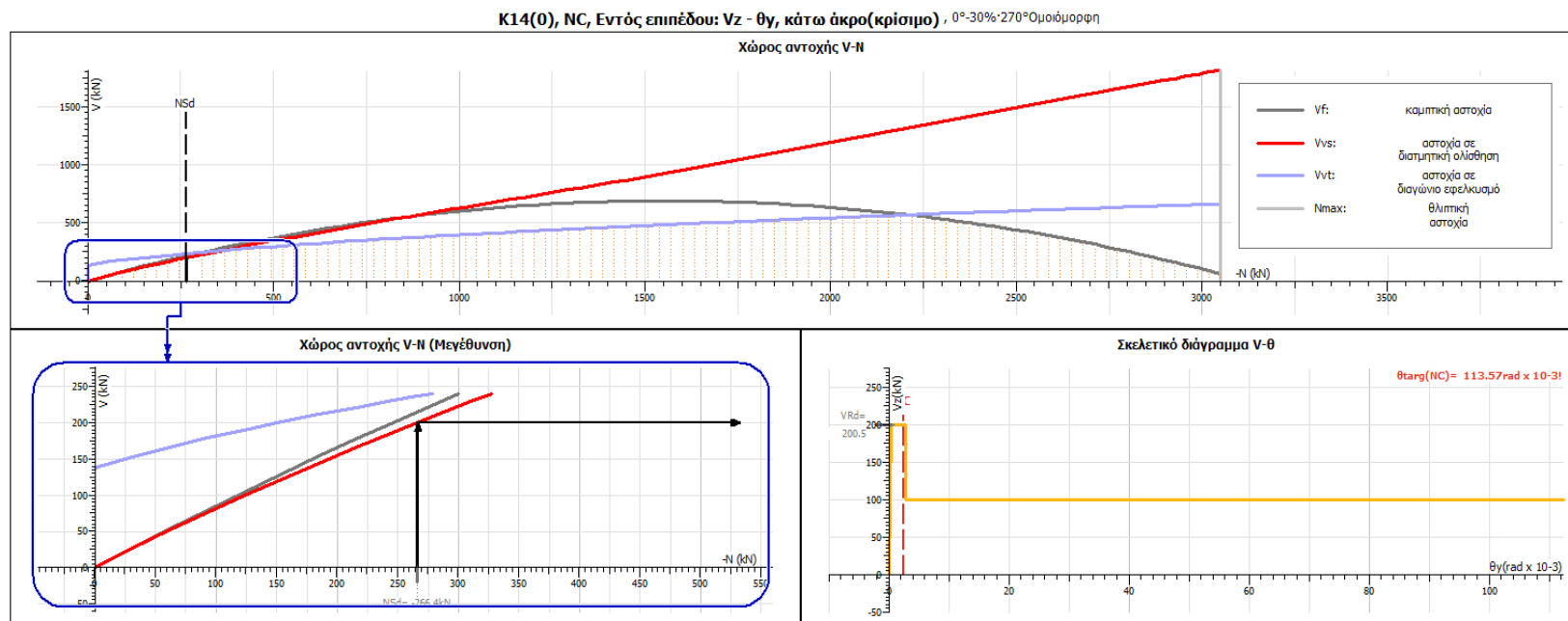
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.73 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.10 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 18. Διάγραμμα αντοχής K13(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 18 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K13(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -33.8 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{rd} = 4.5 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 84.56 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -266.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 200.5 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_{vs} = 200.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L N}{2 H_{0d}} (1 - 1.15 v_d) \cdot r_{Rd} = 215.9 \text{ kN} \quad [\text{KAΔET, (7.2)}]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{vt}} \cdot (f_{vt} + v_d f_d) \cdot L t r_{Rd} = 237.0 \text{ kN} \quad [\text{KAΔET, (7.2)}]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} L' t + \mu N, 0.065 f_b L' t) \cdot r_{Rd} = 200.5 \text{ kN}, \quad L' = 58 \text{ cm} \quad [\text{KAΔET, (7.3)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cb}} = \frac{113.57 \text{ } \text{‰}}{2.46 \text{ } \text{‰}} = \underline{9.99}$$

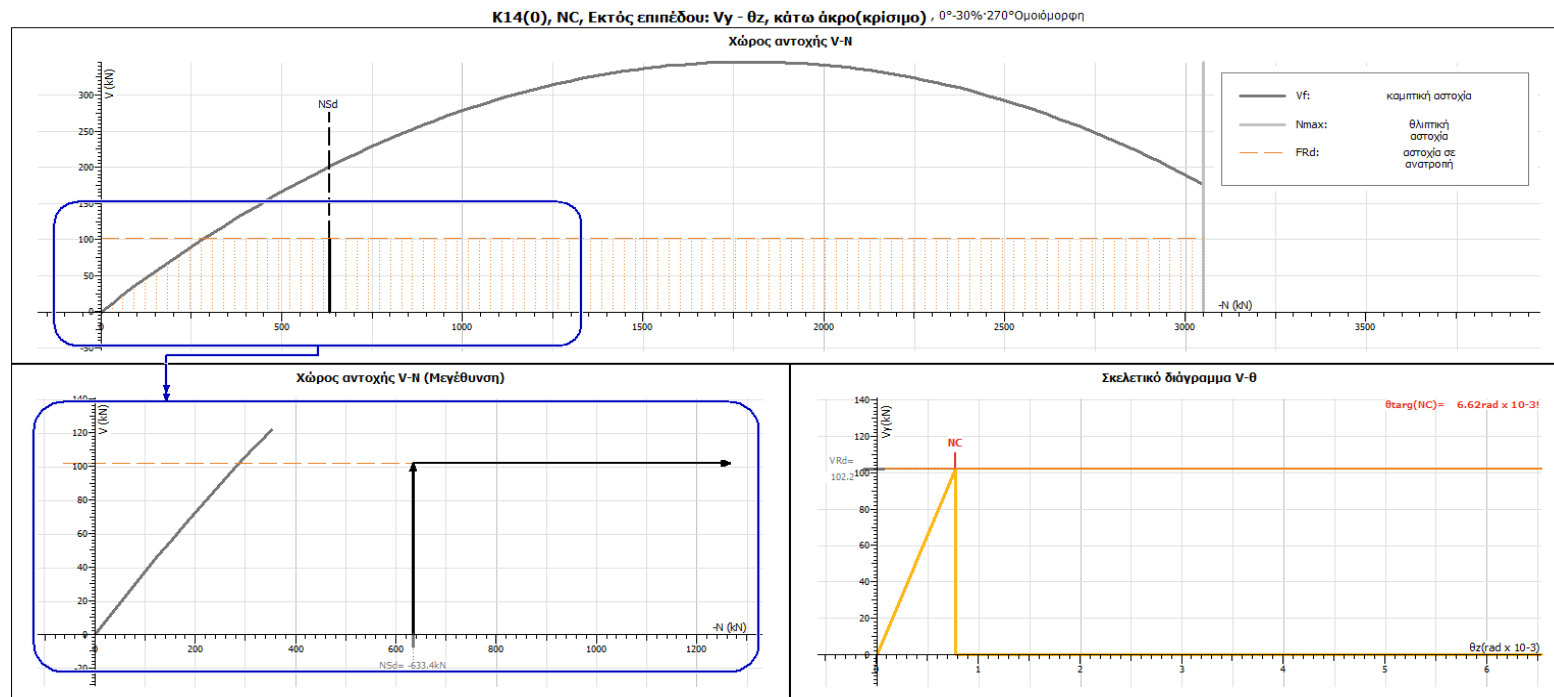
$$\theta_{NC,cb} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.46 \text{ } \text{‰} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 2.77 \text{ } \text{‰} \quad (V) \quad [\text{EC8-3, Γ.4.3.1(2)}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

#### Σχήμα 19. Διάγραμμα αντοχής K14(0) εκτός επιπέδου - Υφιστάμενη κατάσταση

Στο Σχήμα 19 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K14(0) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική ολίσθηση στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -266.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 200.5 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 113.57 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -633.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 102.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = F_{Rd} = 102.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{1}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{0y}}{\sigma_{0y1}}\right) \cdot F_{Rd} = 201.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

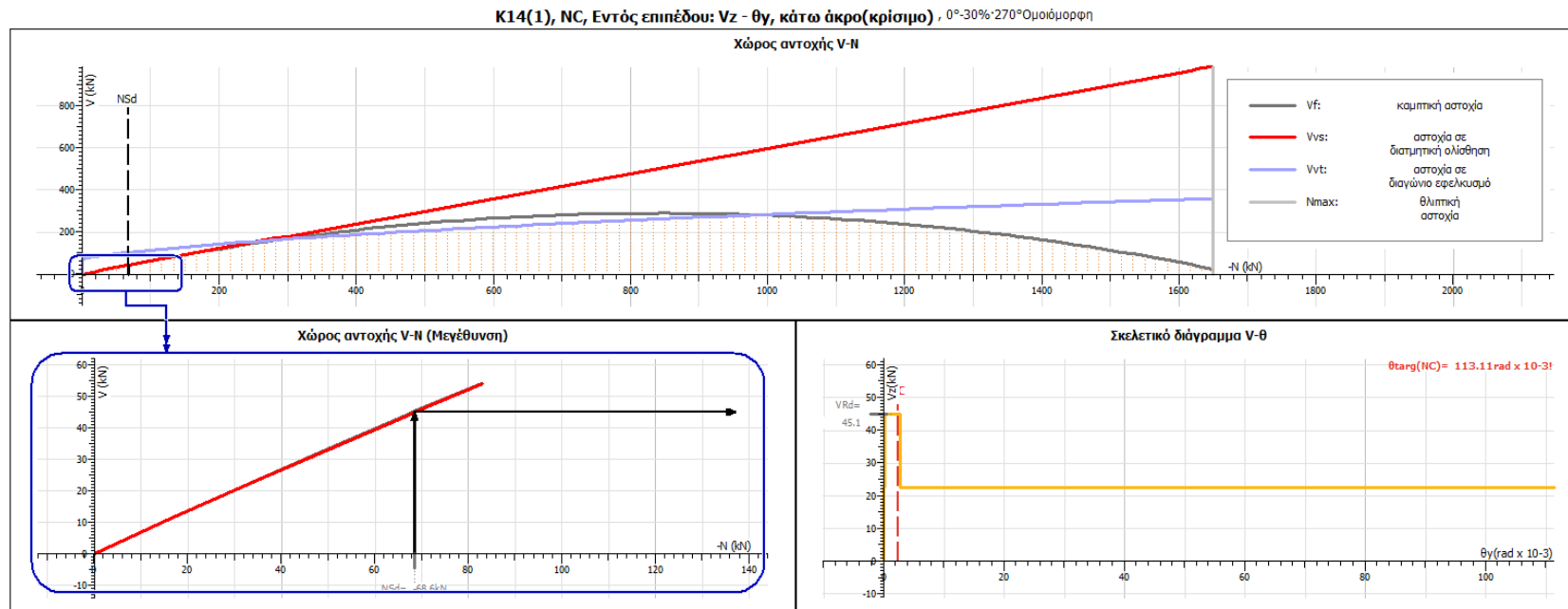
$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 102.2 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{\text{NC}} = \frac{\theta_{\text{NC,targ}}}{\theta_{\text{NC,cap}}} = \frac{6.62 \text{ ‰}}{0.78 \text{ ‰}} = 8.53$$

$$\theta_{\text{NC,cap}} = \theta_y = 0.78 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta \leq 1.5, \text{ εκτός επιπ., Κύριο Σ.Μ.})$$

**Σχήμα 20. Διάγραμμα αντοχής K14(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 20 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K14(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -633.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 102.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{\text{NC,targ}} = 6.62 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 8.53$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -68.6 \text{ kN}$ ,  $V_{rd} = 45.1 \text{ kN}$

$$V_{rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_{vs} = 45.1 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{del}} \cdot (1 - 1.15 \cdot v_d) \cdot r_{Rd} = 45.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (7.2\beta)]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + v_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot r_{Rd} = 103.8 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.2)]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N, 0.065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t) \cdot r_{Rd} = 45.1 \text{ kN}, \quad L' = 10 \text{ cm} \quad [\text{KADET}, (7.3\beta)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cao}} = \frac{113.11 \text{ } \text{‰‰}}{2.43 \text{ } \text{‰‰}} = \underline{9.99}$$

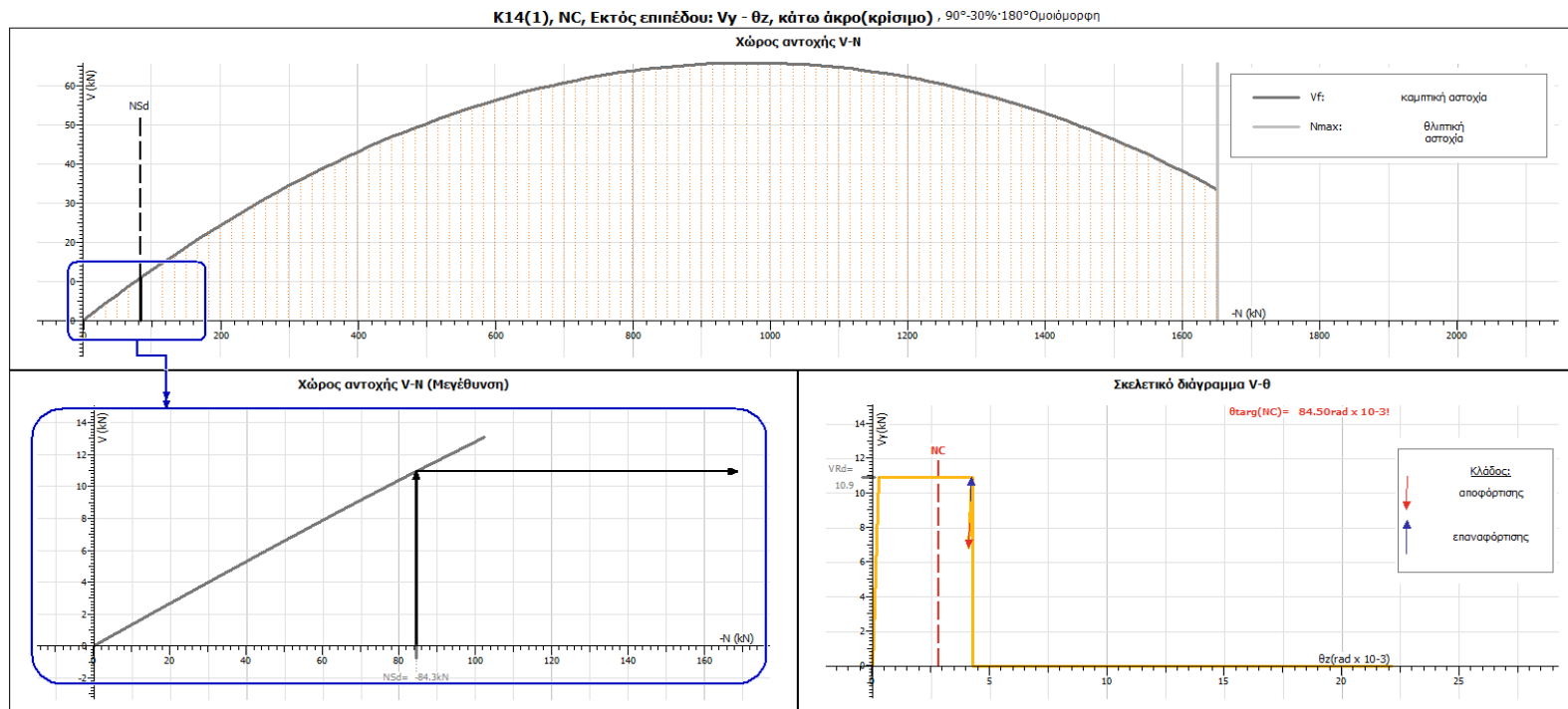
$$\theta_{NC,cao} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{rd} = 2.43 \text{ } \text{‰‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 2.74 \text{ } \text{‰‰} \quad (V) \quad [\text{EC8-3}, \Gamma.4.3.1(2)]$$

$$\rightarrow V_{rd} = 1.50$$

**Σχήμα 21. Πεσσός K14(1) Διάγραμμα απαίτησης ικανότητας – Pushover**

Στο Σχήμα 21 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K14(1) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική ολίσθηση στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -68.6 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{rd} = 45.1 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 113.11 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή: N<sub>sd</sub> = -84.3kN, V<sub>Rd</sub> = 10.9kN

$$V_{Rd} = V_f = 10.9 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 10.9 \text{ kN} \quad [\text{KAΔET, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 102.2 \text{ kN} \quad [\text{KAΔET, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{84.50 \text{ ‰}}{2.83 \text{ ‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

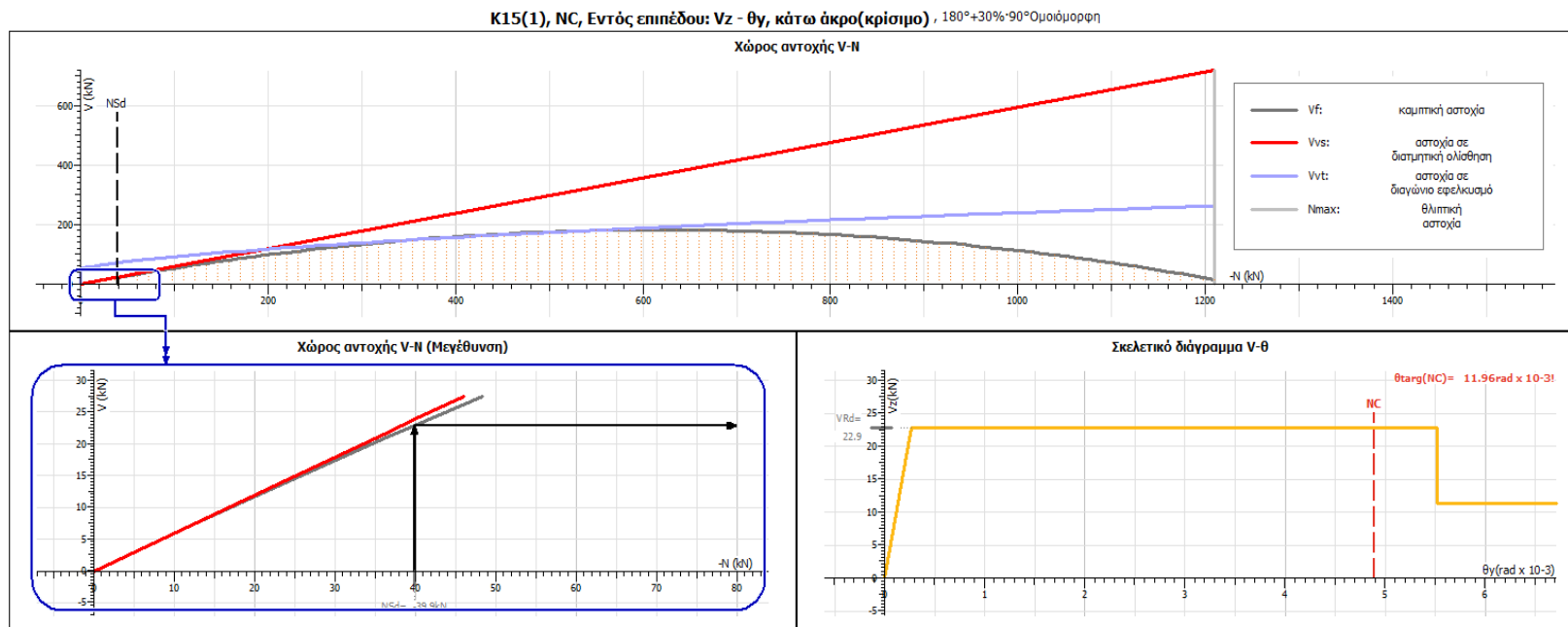
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.83 \text{ ‰} \quad (\mu_p > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.26 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KAΔET 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 22. Διάγραμμα αντοχής K14(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 22 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K14(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο N<sub>sd</sub> = -84.3kN προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα V<sub>Rd</sub> = 10.9kN. Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε θ<sub>NC,targ</sub> = 84.50rad\*10<sup>-3</sup> με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε λ > 9.99.



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -39.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 22.9 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_{fr}, V_{vt}, V_{vs}) = V_f = 22.9 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{\text{ord}}} (1 - 1.15 \cdot V_d) \cdot r_{Rd} = 22.9 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (7.2\beta)]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + V_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot r_{Rd} = 72.3 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.2)]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N, 0.065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t) \cdot r_{Rd} = 23.9 \text{ kN}, \quad L' = 4 \text{ cm} \quad [\text{KADET}, (7.3\beta)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{11.96 \text{ ‰}}{4.89 \text{ ‰}} = 2.44$$

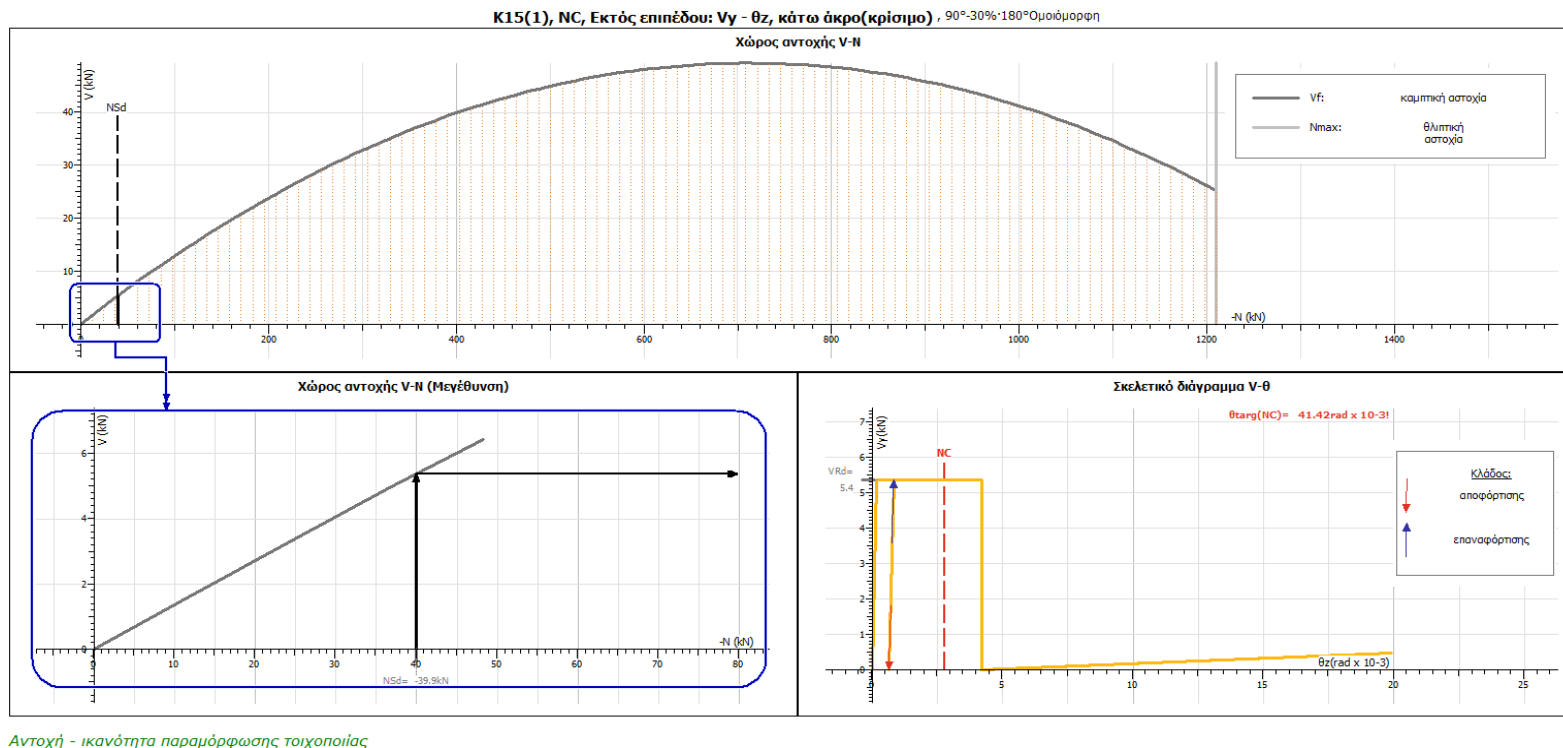
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 4.89 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 5.52 \text{ ‰} \quad (M, \text{ εντός επιπ., Κύριο Σ.Μ.}) \quad [\text{EC8-3}, \Gamma.4.2.1(2)]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

**Σχήμα 23. Διάγραμμα αντοχής K15(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 23 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K15(1) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -39.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 22.9 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 11.96 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 2.44$ .



Στη διαρροή:  $N_{sd} = -39.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 5.4 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 5.4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{ovl}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_g}\right) \cdot r_{Rd} = 5.4 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 49.9 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{41.42 \text{ } \text{‰}}{2.78 \text{ } \text{‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

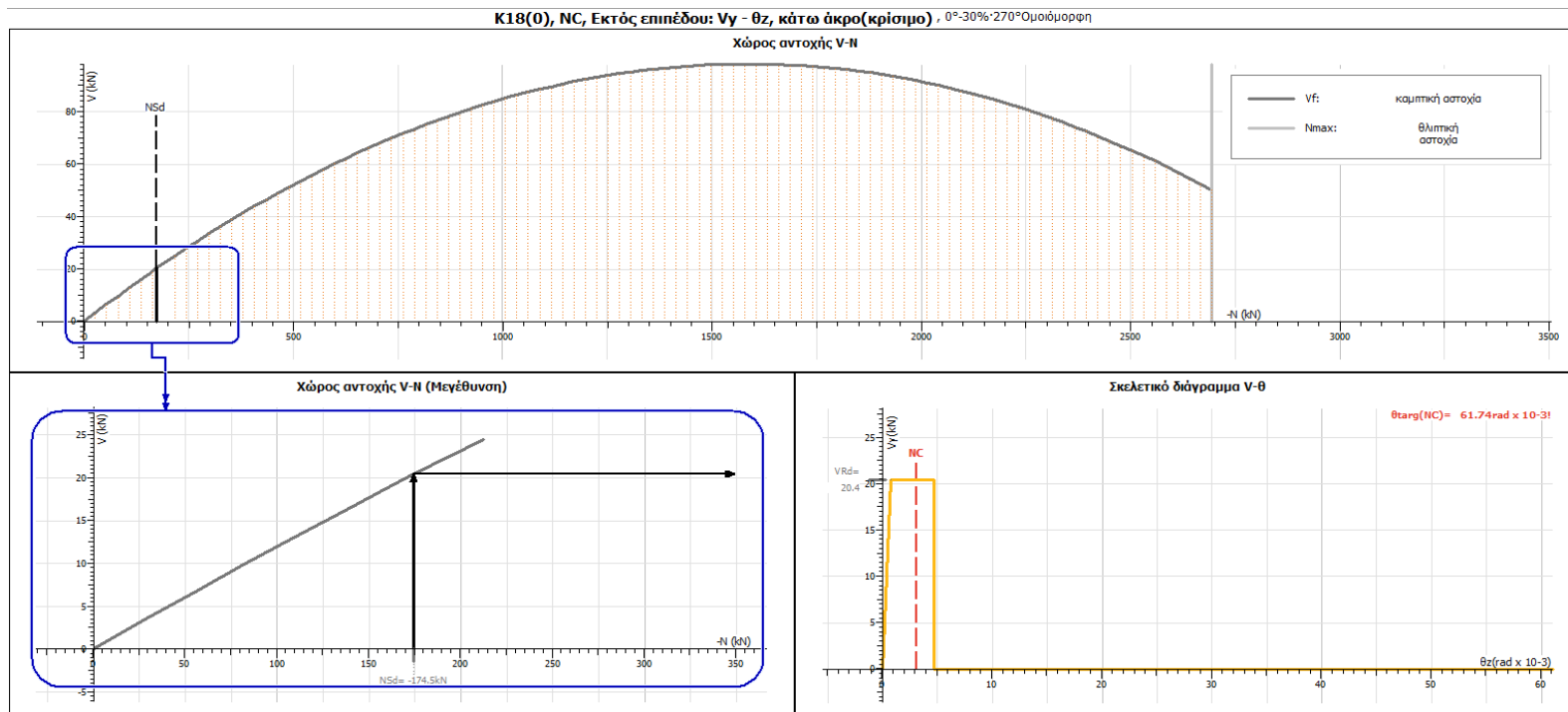
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \underline{\underline{2.78 \text{ } \text{‰}}} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.18 \text{ } \text{‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET } 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 24. Διάγραμμα αντοχής K15(1) εκτός επιπέδου - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 24 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K15(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -39.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 5.4 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 41.42 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -174.5 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 20.4 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 20.4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{Dy1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 20.4 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow r_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 161.9 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{61.74 \text{ ‰}}{3.12 \text{ ‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

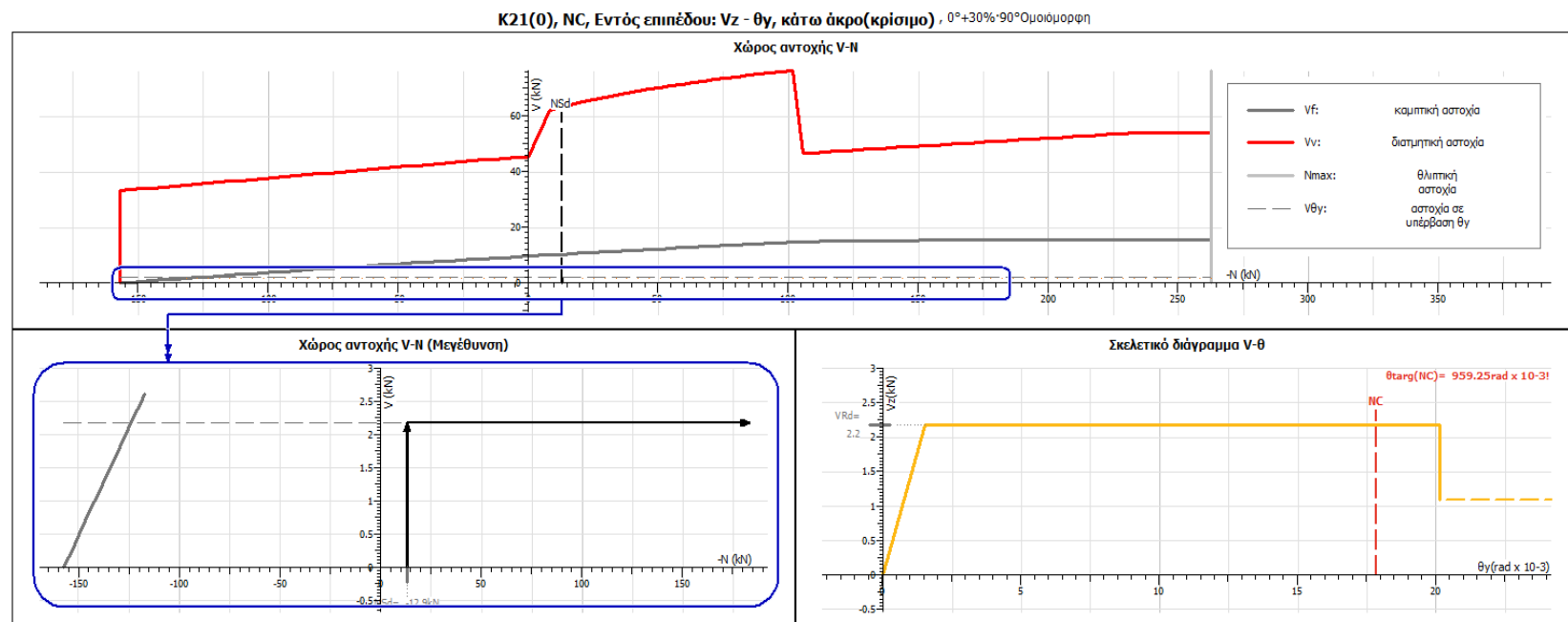
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 3.12 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.69 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET } 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 25. Διάγραμμα αντοχής K18(0) εκτός επιπέδου - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 25 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K18(0) εκτός επίπεδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -174.5 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 20.4 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 61.47 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{Sd} = -12.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 2.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_{fr}, V_v, V_{\theta\gamma}) = V_{\theta\gamma} = 2.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_{fr} = \frac{M_{Rd}}{H_{0.2d}} = 10.3 \text{ kN}, \quad M_{Rd} : \text{από ισορροπία διατομής}$$

$$\rightarrow V_v = 63.5 \text{ kN}, \quad V_v : [\text{EC6}, (6.35)]$$

$$\rightarrow V_{\theta\gamma} = 2.2 \text{ kN}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{959.25 \text{ ‰}}{17.85 \text{ ‰}} = 9.99$$

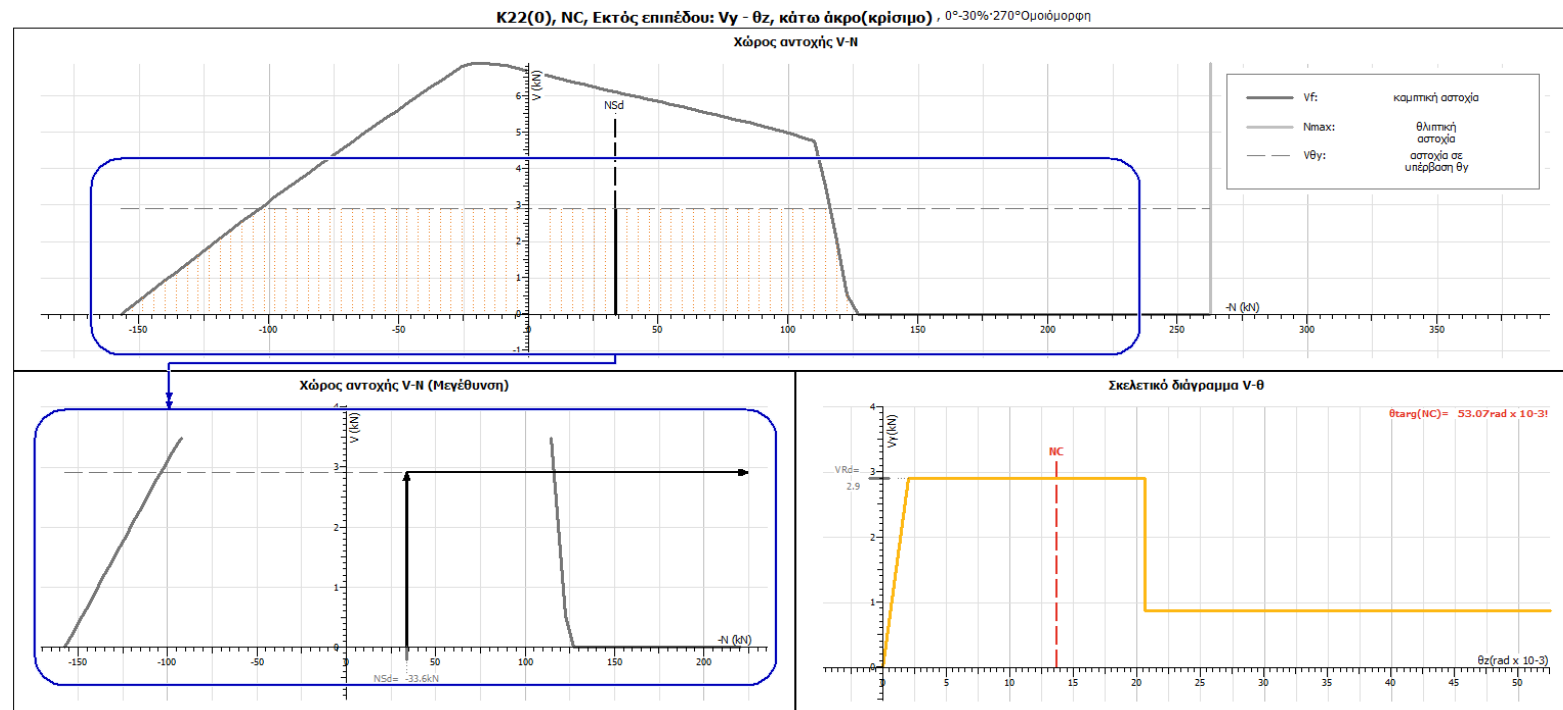
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 17.85 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 20.13 \text{ ‰} \quad (\text{από ισορροπία διατομής})$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

Σχήμα 26. Διάγραμμα αντοχής K21(0) - Υφιστάμενη κατάσταση

Στο Σχήμα 26 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K21(0) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική ολίσθηση στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -12.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 2.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 959.25 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



**Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -33.6 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 2.9 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_{\theta y}) = V_{\theta y} = 2.9 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{M_{Rd}}{H_{oyl}} = 6.1 \text{ kN}, \quad M_{Rd} : \text{από ισορροπία διατομής}$$

$$\rightarrow V_{\theta y} = 2.9 \text{ kN}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{53.07 \text{ ‰}}{13.69 \text{ ‰}} = 3.88$$

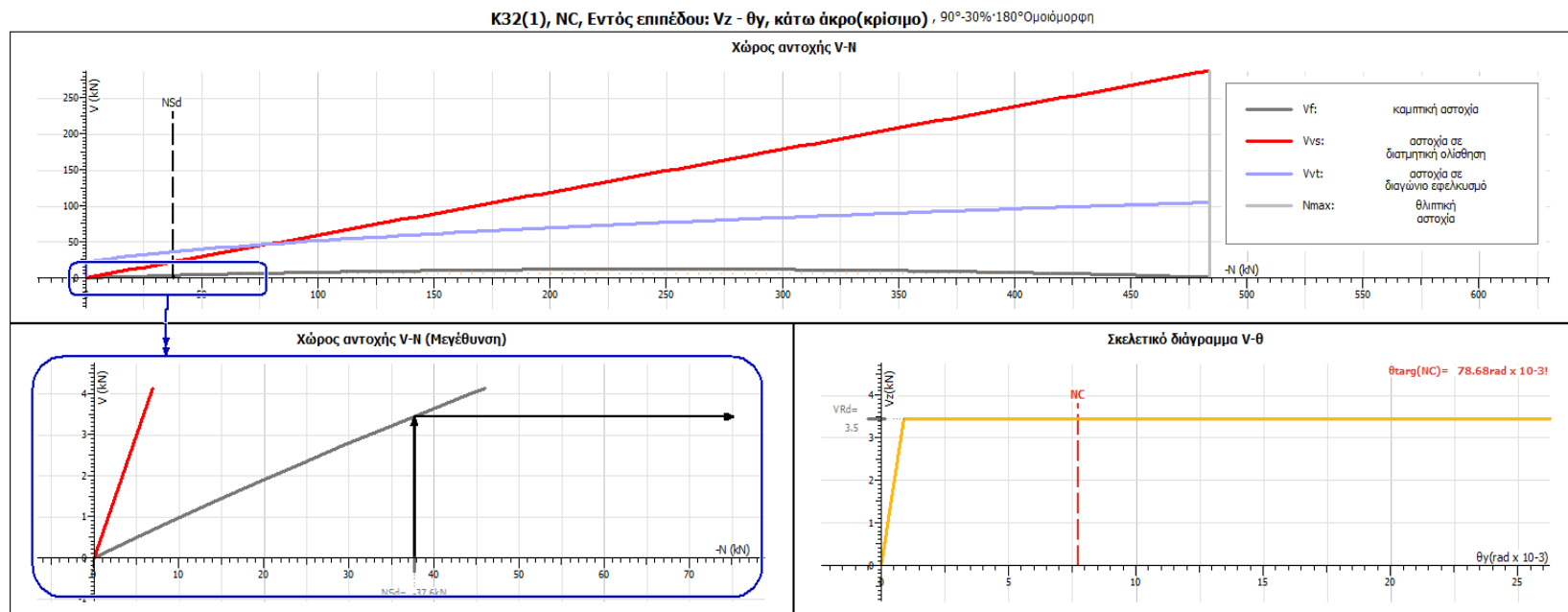
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 13.69 \text{ ‰} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 20.59 \text{ ‰} \quad (\text{από ισορροπία διατομής})$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 27. Διάγραμμα αντοχής K22(0) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 27 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K22(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -33.6 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 2.9 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 53.07 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 3.88$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -37.6 \text{ kN}$ ,  $V_{rd} = 3.5 \text{ kN}$

$$V_{rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_f = 3.5 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{00}} (1 - 1.15 \cdot v_d) \cdot r_{Rd} = 3.5 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (7.28)]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{vt} \cdot (f_{vt} + v_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot r_{Rd} = 36.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.2)]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N, 0.065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t) \cdot r_{Rd} = 22.5 \text{ kN}, \quad L' = 5 \text{ cm} \quad [\text{KADET}, (7.38)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{78.68 \text{ ‰}}{7.72 \text{ ‰}} = \underline{9.99}$$

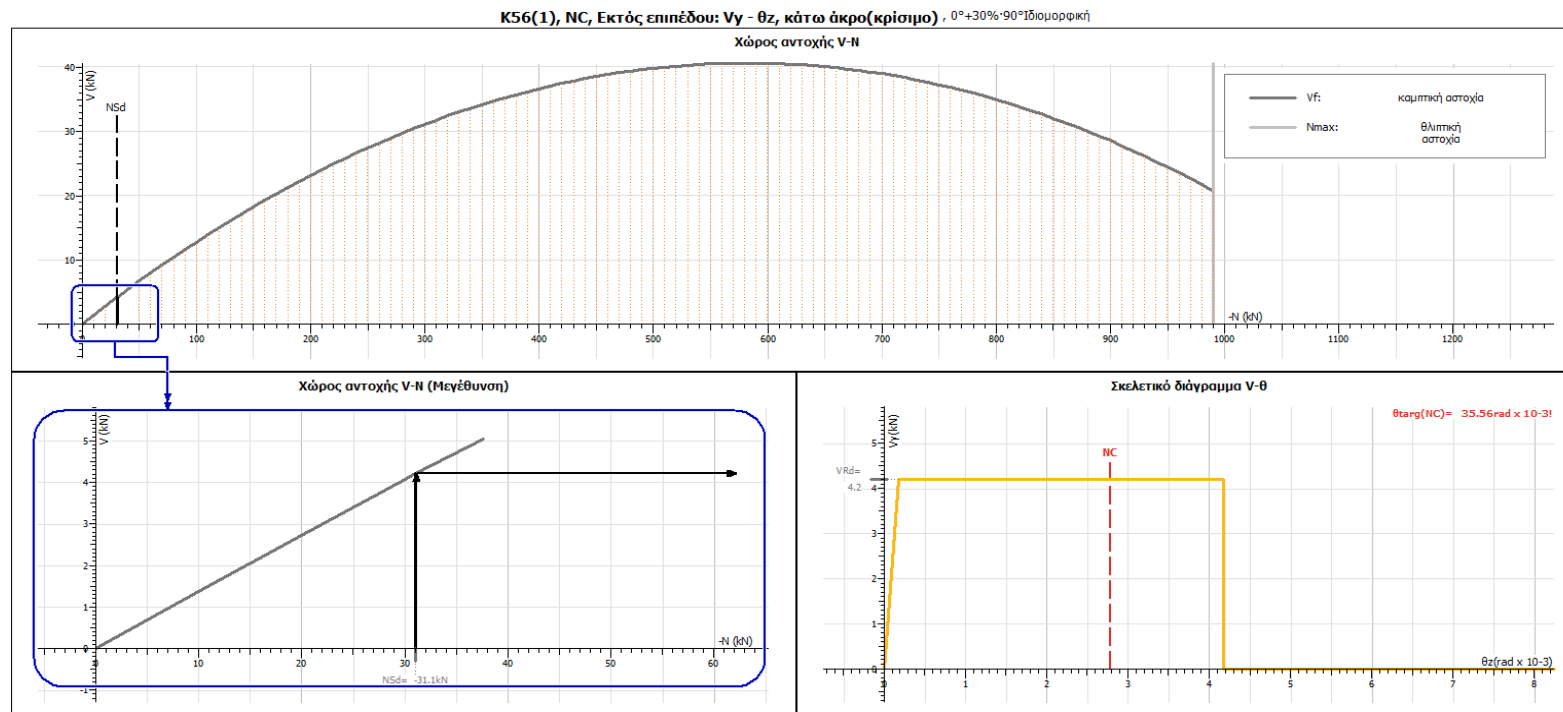
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 7.72 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 8.70 \text{ ‰} = 0.01 (1.0 - v_d) \cdot r_{Bu} \quad [\text{EC8-3}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

**Σχήμα 28. Διάγραμμα αντοχής K32(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 28 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K32(1) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -37.6 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{rd} = 3.5 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 78.68 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -31.1 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 4.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 4.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_{w,0.9}}{2 \cdot H_{0,y}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{w,0.9}}{f_d}\right) \cdot f_{Rd} = 4.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 45.4 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{35.56 \text{ ‰}}{2.78 \text{ ‰}} = 9.99$$

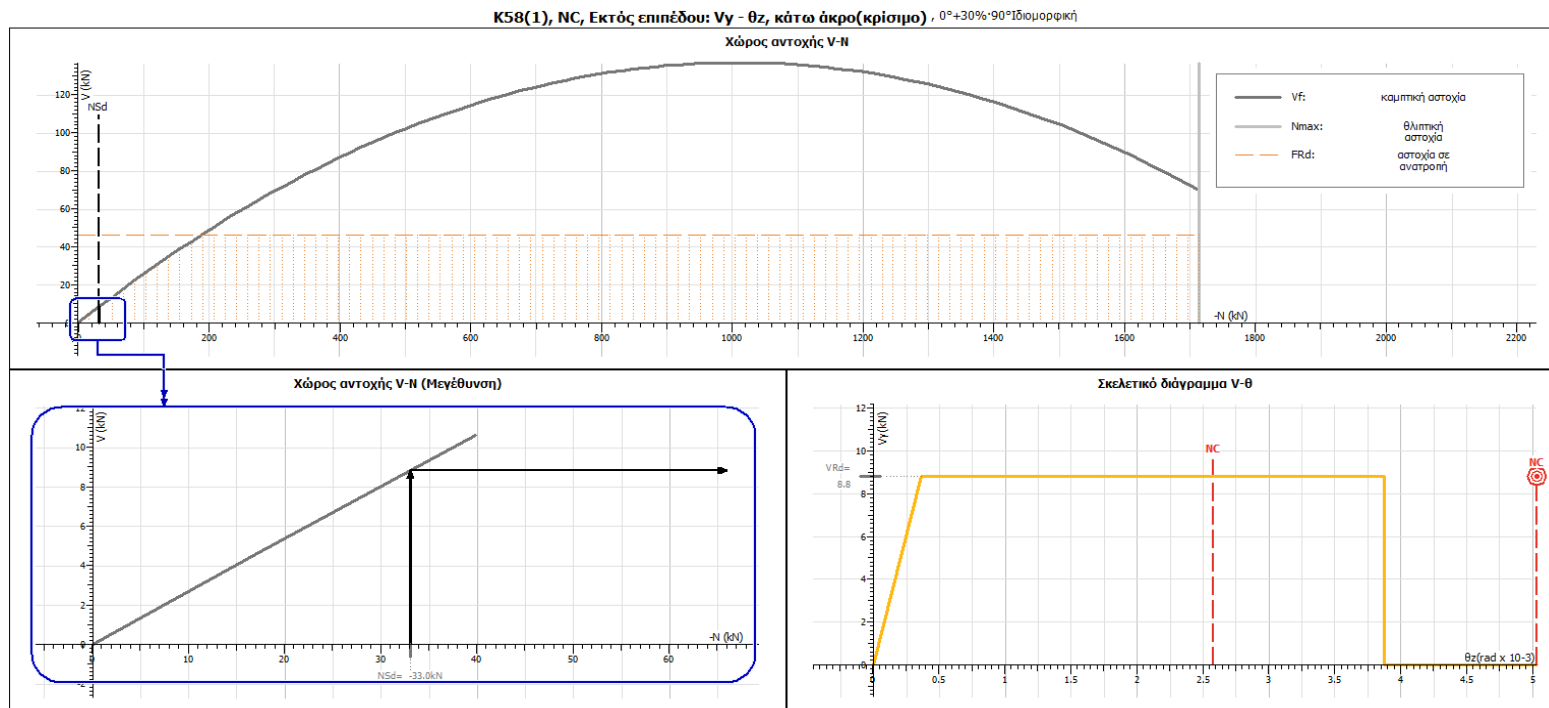
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.78 \text{ ‰} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.17 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET}, 7.4.2]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 29. Διάγραμμα αντοχής K56(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 29 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K56(1) εκτός επίπεδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επίπεδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -31.1 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 4.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 35.56 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -33.0 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 8.8 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 8.8 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L t_w \sigma_a}{2 H_{0y1}} \left( 1 - \frac{\sigma_a}{f_d} \right) \cdot f_{Rd} = 8.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W+2P) \cdot t_w / H = H_0 = 46.6 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{5.03 \text{ ‰}}{2.58 \text{ ‰}} = 1.95$$

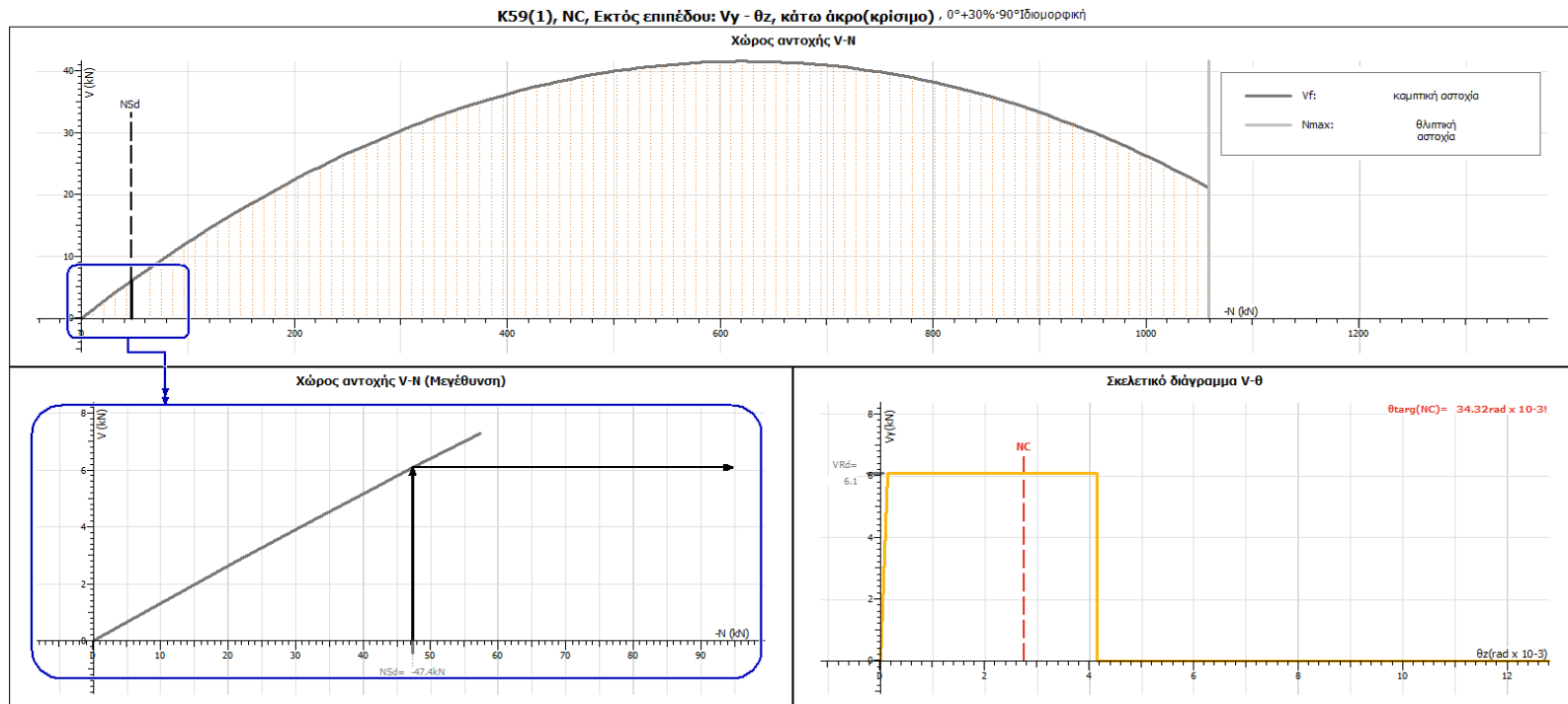
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.58 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 3.87 \text{ ‰} = 0.003 \text{ H}_0/t \quad (\text{εκτός επιπ.}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ Σ7.8}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 30. Διάγραμμα αντοχής K58(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 30 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K58(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -33 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 8.8 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 5.03 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 1.95$ .



*Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας*

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -47.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 6.1 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 6.1 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{Dy}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 6.1 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W+2P) \cdot t_w / H = H_0 = 78.7 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{\text{NC}} = \frac{\theta_{\text{NC,targ}}}{\theta_{\text{NC,cap}}} = \frac{34.32 \text{ ‰}}{2.75 \text{ ‰}} = \mathbf{9.99}$$

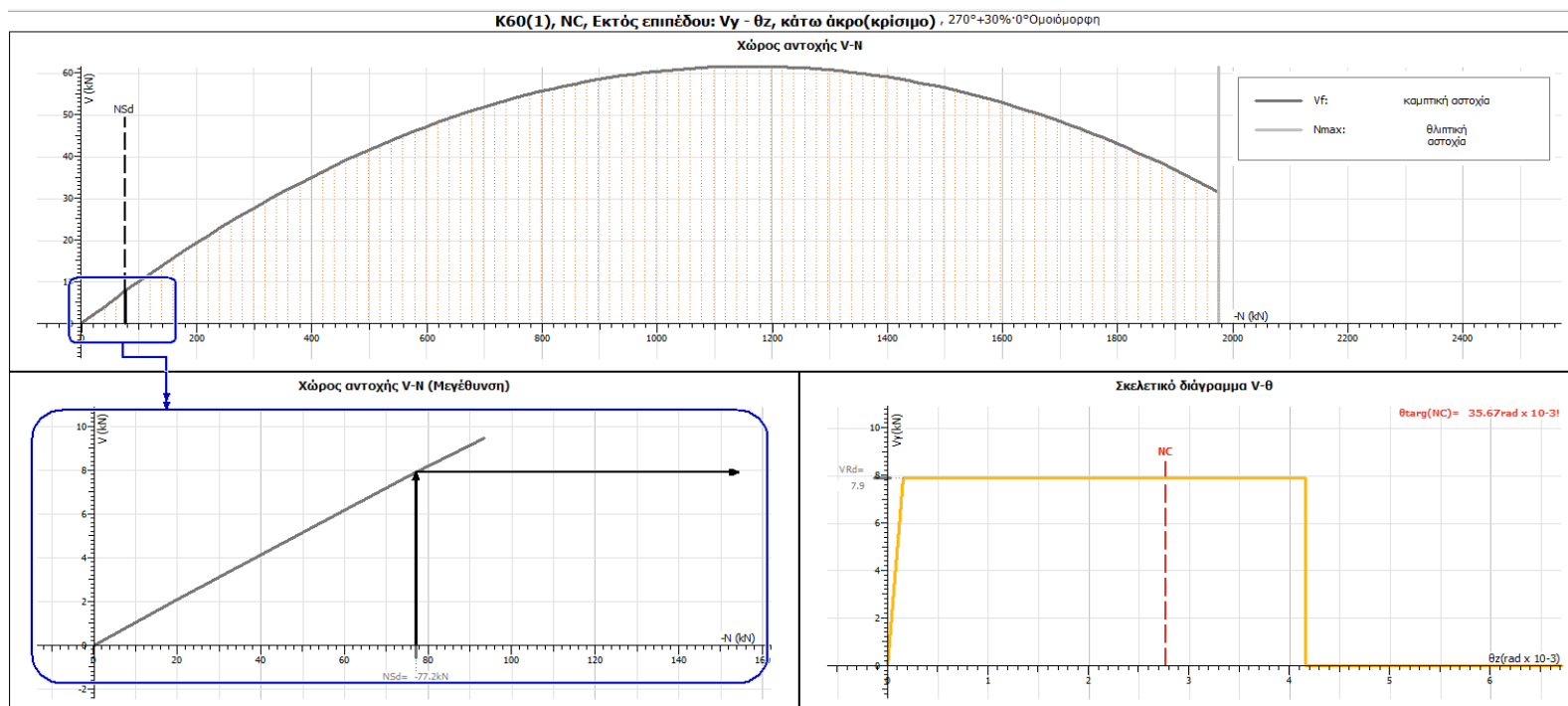
$$\theta_{\text{NC,cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.75 \text{ ‰} \quad (\mu_s > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.13 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 31. Διάγραμμα αντοχής K59(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 31 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K59(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -47.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 6.1 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{\text{NC,targ}} = 34.32 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



**Αντοχή - Ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας**

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -77.2 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 7.9 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 7.9 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{ovl}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_{td}}\right) \cdot r_{Rd} = 7.9 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 115.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{35.67 \text{ ‰}}{2.76 \text{ ‰}} = \mathbf{9.99}$$

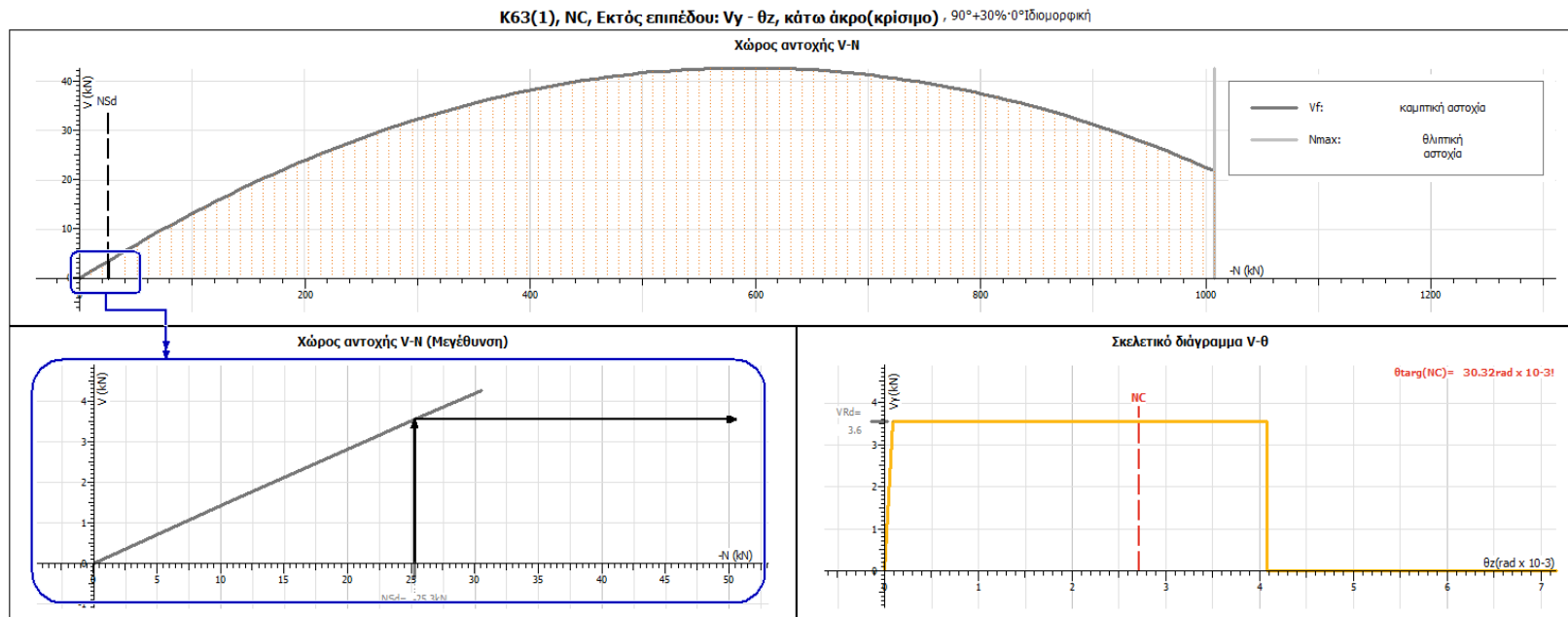
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = \mathbf{2.76 \text{ ‰}} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.16 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 32. Διάγραμμα αντοχής K60(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 32 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K60(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -77.2 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 7.9 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 35.67 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -25.3 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 3.6 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 3.6 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 3.6 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 45.6 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{30.32 \text{ ‰}}{2.72 \text{ ‰}} = \mathbf{9.99}$$

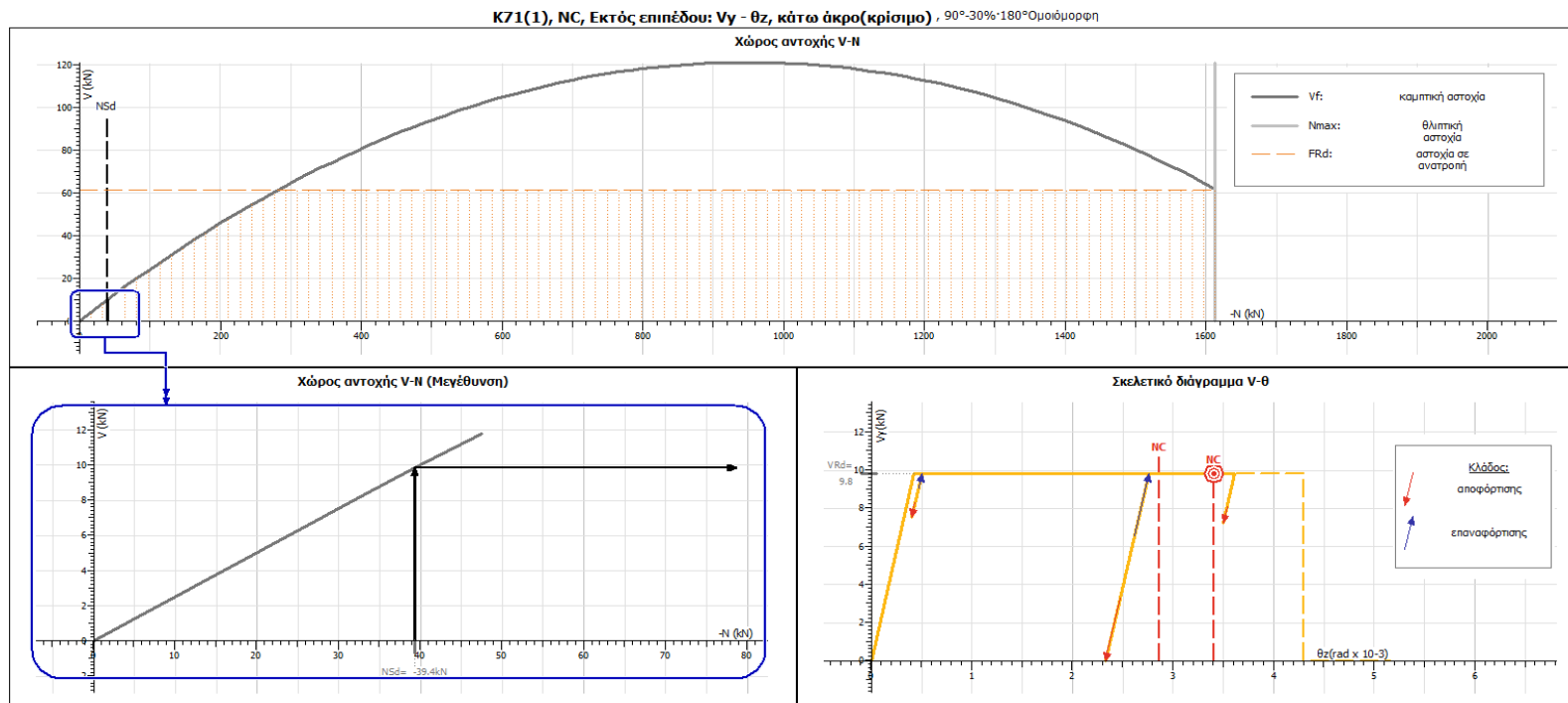
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \mathbf{2.72 \text{ ‰}} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.08 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET } 7.4.2]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 33. Διάγραμμα αντοχής K63(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 33 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K63(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -25.3 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 3.6 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 30.32 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -39.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 9.8 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 9.8 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L}{2} \cdot \frac{t_w}{H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 9.8 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 61.5 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (Σ7.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{3.41 \text{ ‰}}{2.86 \text{ ‰}} = 1.19$$

$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 2.86 \text{ ‰} \quad (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.30 \text{ ‰} = 0.003 \text{ } H_0 / t \text{ (εκτός επιπ.)} [\text{ΚΑΔΕΤ Σ7.8}]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 34. Διάγραμμα αντοχής K71(1) - Υφιστάμενη κατάσταση**

Στο Σχήμα 34 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K71(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -39.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 9.8 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 3.41 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 1.19$ .

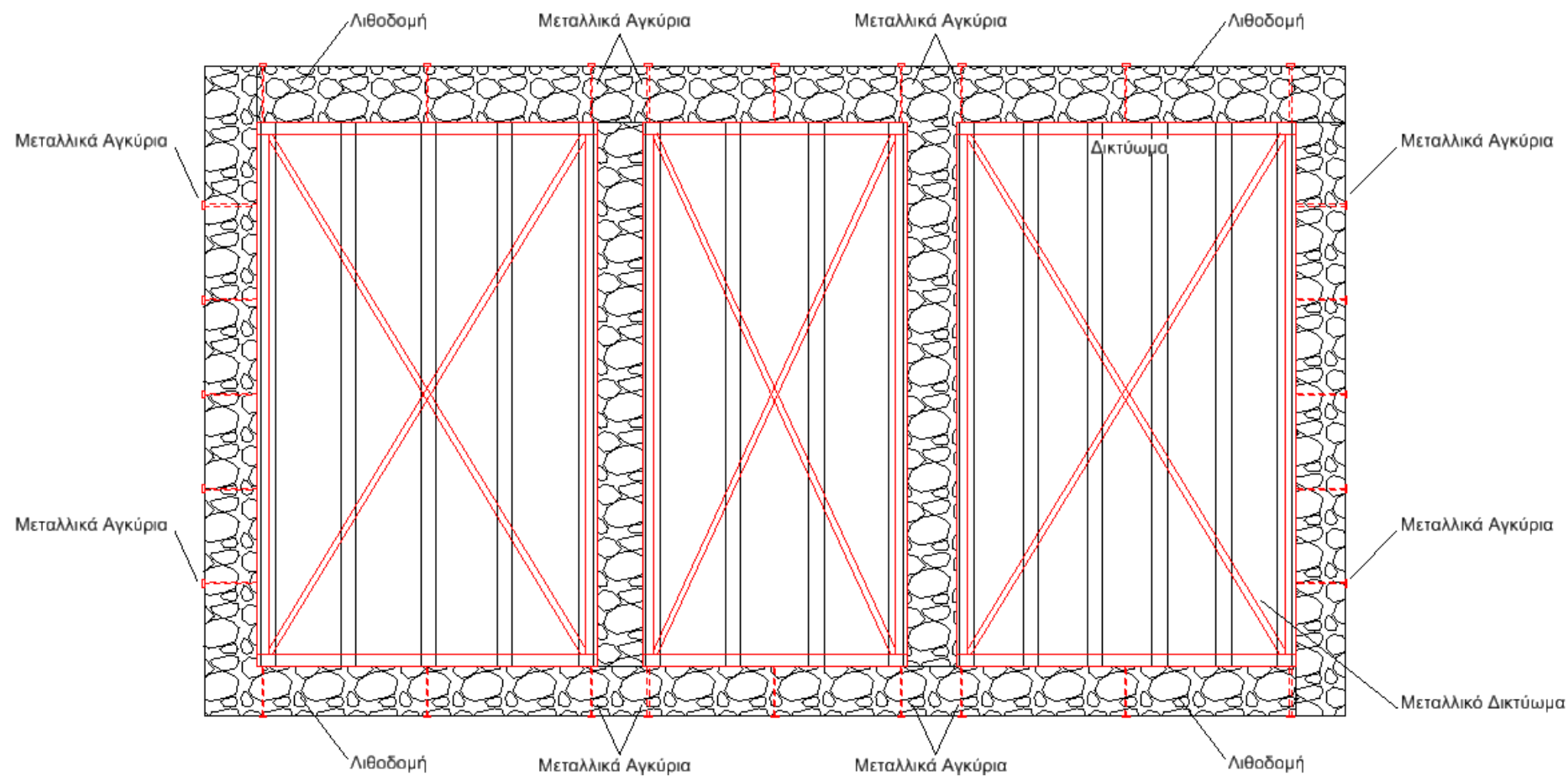
## **Μέθοδοι ενίσχυσης**

### **4.1 Μέθοδος 1 - Κατασκευή διαζώματος και ενίσχυση διαφραγματικής λειτουργίας.**

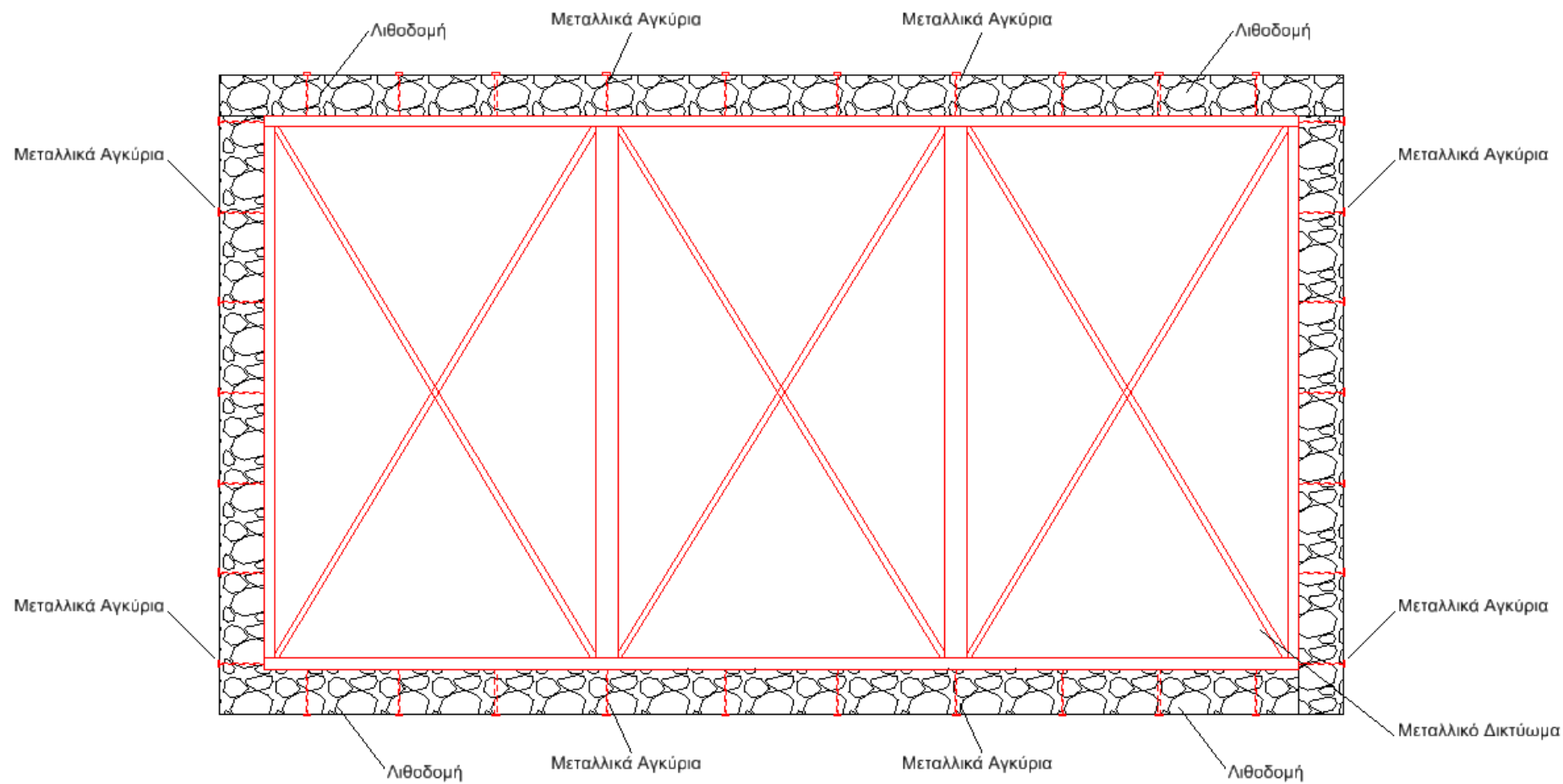
Είναι αυτονόητη η ανάγκη για καθολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας του κτιρίου όπως προέκυψε από τα αποτελέσματα της ανελαστικής ανάλυσης Pushover. Η μέθοδος ενίσχυσης που μπορεί να συμβάλλει αμέσως στην συνολική φέρουσα ικανότητα του δομήματος, είναι η ανακατασκευή και επισκευή των διαζωμάτων. Σκοπός είναι η καθολική αύξηση της ικανότητας του δομήματος να συμπεριφερθεί σε μία σεισμική διέγερση, η ενίσχυση της διαφραγματικής λειτουργίας, η ομοιομορφη κατανομή των φορτίων του πρώτου ορόφου και της στέγης στους πεσσούς και τέλος η βελτίωση της συμπεριφοράς και της συνεργασίας των πεσσών στις γωνίες και στις διασταυρώσεις μεταξύ τους.

Όσον αφορά τώρα το πάτωμα του πρώτου ορόφου, αυτό αποτελείται από ξύλινες δοκούς που φωλιάζουν μέσα στην τοιχοποιία. Ως λύση ενίσχυσης προκρίνεται η προσθήκη μεταλλικού δικτυώματος που θα εφάπτεται στον εκάστοτε τόιχο και στην ξύλινη δοκό όπως παρουσιάζεται στο Σχήμα 35. Από την πλευρά του τοίχου η μεταλλική γωνία θα συνδέεται με διαμπερείς μεταλλικές ράβδους μέσα στην τοιχοποιία και στην πλευρά των ξύλινων δοκών θα αγκυρωθεί η μεταλλική γωνία με βίδες. Αυτή η λύση προκρίνεται για το πάτωμα του πρώτου ορόφου, περιμετρικά των εξωτερικών και εσωτερικών τοίχων. Ακόμη, θα βελτιώνει την διαφραγματική λειτουργία η κατασκευή δευτέρου πατώματος στο υπάρχον, όπου θα καρφωθούν ξύλινα σανίδια με αντίθετη κατεύθυνση από αυτή που υπάρχει ήδη.

Ακόμη, προτείνεται η δημιουργία διαζώματος στην στέγη του κτιρίου από οπλισμένο σκυρόδεμα, με τέτοιο τρόπο ώστε να εξασφαλίζεται η αγκύρωσή του στους πεσσούς που θα εφαρμοστεί. Αυτό επιτυγχάνεται με την διάνοιξη οπών στην κορυφή της τοιχοποιίας έτσι ώστε να αγκυρώνεται ο οπλισμός του διαζώματος από οπλισμένο σκυρόδεμα. Απαραίτητη προϋπόθεση για την εφαρμογή αυτής της μεθόδου είναι η εξασφάλιση διαθέσιμου χώρου του μεταξύ της άνω παρείας του τοίχου και της στέγης. Ταυτόχρονα για να μπορεί να λειτουργεί και η στέγη του κτιρίου ως διάφραγμα, απαιτείται η κατασκευή ενός μεταλλικού δικτυώματος με τον ίδιο τρόπο που εφαρμόζεται και στον πρώτο όροφο και παροροσιάζεται στο Σχήμα 36. Από πλευράς προσομοιώσης αυτό που επιτυγχάνεται είναι η κατασκευή δύσκαμπτων διαφραγμάτων στην στάθμη του πρώτου ορόφου και στην στέγη του κτιρίου. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης εφαρμόζοντας αυτή την μορφή ενίσχυσης, παρουσιάζονται παρακατω στους πίνακες 4 και 5.



Σχήμα 35. Πρόταση ενίσχυσης διαφράγματος - Οροφή ισογείου



Σχήμα 36. Πρόταση ενίσχυσης διαφράγματος - Οροφή πρώτου ορόφου

Πίνακας 6. Λόγοι ανεπάρκειας υπέρθρων - Ενίσχυση διαζωμάτων

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
Δ1.1(0), κ	Αοπλη	0.85 (V)
Δ1.4(0), κ	Αοπλη	1.00 (V)
Δ1.12(0), κ	Αοπλη	0.94 (V)
Δ1.15(0), κ	Αοπλη	0.83 (V)
Δ2.3(0), κ	Αοπλη	0.40 (V)
Δ2.6(0), κ	Αοπλη	0.54 (V)
Δ2.9(0), κ	Αοπλη	0.72 (V)
Δ3.4(0), κ	Αοπλη	0.18 (M)
Δ3.8(0), κ	Αοπλη	0.61 (V)
Δ4.3(0), κ	Αοπλη	1.10! (V)
Δ5.3(0), κ	Αοπλη	0.31 (V)
Δ6.3(0), κ	Αοπλη	0.48 (V)
Δ10.1(0), κ	Αοπλη	0.19 (M)
Δ12.2(0), κ	Αοπλη	0.25 (M)
Δ24.2(0), κ	Αοπλη	0.92 (V)
Δ1.3(1), κ	Αοπλη	1.27! (V)
Δ1.6(1), κ	Αοπλη	1.29! (V)
Δ1.10(1), κ	Αοπλη	0.07 (V)
Δ1.13(1), κ	Αοπλη	0.15 (M)
Δ1.16(1), κ	Αοπλη	0.06 (V)
Δ1.20(1), κ	Αοπλη	1.10! (V)
Δ1.23(1), κ	Αοπλη	0.73 (V)
Δ2.3(1), κ	Αοπλη	1.45! (V)
Δ2.6(1), κ	Αοπλη	0.21 (V)
Δ2.9(1), κ	Αοπλη	0.21 (V)
Δ2.12(1), κ	Αοπλη	1.64! (V)
Δ3.3(1), κ	Αοπλη	0.08 (V)
Δ3.6(1), κ	Αοπλη	0.10 (V)
Δ3.10(1), κ	Αοπλη	0.30 (V)
Δ3.14(1), κ	Αοπλη	0.43 (V)
Δ3.17(1), κ	Αοπλη	0.04 (V)
Δ4.3(1), κ	Αοπλη	2.25! (V)
Δ4.6(1), κ	Αοπλη	0.13 (V)
Δ4.9(1), κ	Αοπλη	0.09 (V)
Δ4.12(1), κ	Αοπλη	1.43! (V)

Πίνακας 7. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Ενίσχυση διαζωμάτων

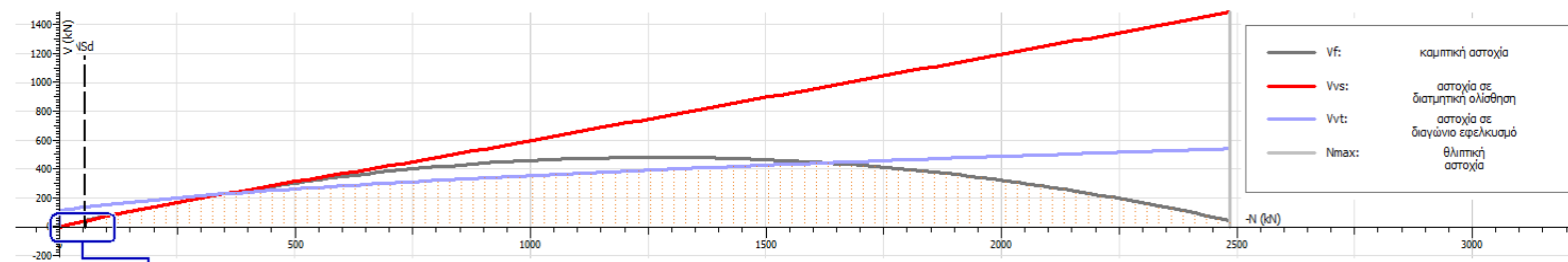
Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.09 (M)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	2.84! (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.11 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.15 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.40 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.08 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.20 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.06 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		1.40!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.07 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.08 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.61 (M)
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.17 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	1.38! (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	0.09 (M)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Αοπλη	1.48! (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		0.03

K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.10 (V)</u>
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.08</u>
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.21 (M)</u>
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.45 (M)</u>
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.18 (V)</u>
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.05</u>
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.20 (M)</u>
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.80!</b>
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.29 (V)</u>
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.08</u>
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.63 (V)</u>
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.47!</b>
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.21 (V)</u>
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.36</u>
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.33 (V)</u>
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.27!</b>
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.16 (V)</u>
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.05</u>
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.82 (M)</u>
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.43!</b>
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.08 (M)</u>
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.16 (M)</u>
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.09 (V)</u>
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.11</u>
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (M)</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.08 (V)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.04</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.14 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.07</u>
K21(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>0.01 (M)</u>
K21(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.03</u>
K22(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>0.02 (M)</u>
K22(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.41 (M)</u>
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.36</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.40 (M)</u>
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.37</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.69 (M)</u>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.07</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<b>1.50! (M)</b>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.37 (V)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>1.39!</b>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.56 (V)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>3.31!</b>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.37 (V)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.59!</b>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.73 (V)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>1.03!</b>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.33 (V)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>2.32!</b>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-

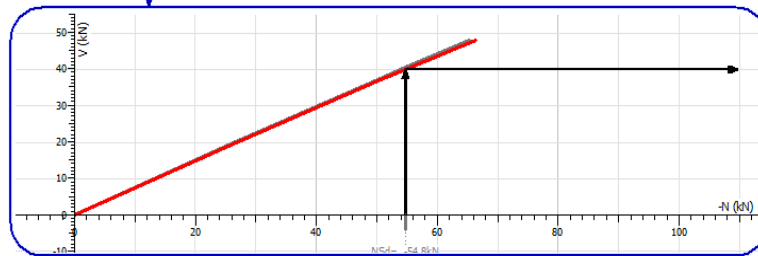
Στον Πίνακα 6 και 7 οπτικά και μόνο διακρίνεται άμεσα η συνολική αύξηση της φέρουσας ικανότητας των πεσσών και των υπερθύρων. Είναι φανερή η μείωση των λόγων ανεπάρκειας ποσοτικά αλλά και των συνολικών λόγων ανεπάρκειας που είναι μεγαλύτεροι της μονάδας και δεν ικανοποιούν το κριτήριο αστοχίας. Δηλαδή, παρατηρείται ότι θα αστοχήσουν λιγότεροι πεσσοί και υπέρθυρα μετά την ενίσχυση και ακόμη, οι μετακινήσεις που θα έχουν θα είναι σαφώς πολύ μικρότερες μετά την εφαρμογή των διαζωμάτων. Στην συνέχεια παρουσιάζονται συνοπτικά οι δυσμενέστερες περιπτώσεις των πεσσών και των υπερθύρων:

K1(1), NC, Εντός επιπέδου: Vz - θy, κάτω άκρο(κρίσιμο) , 90°+30%-0°Ιδιομορφική

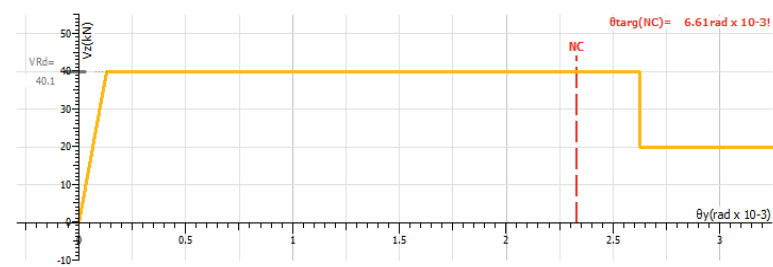
Χώρος αντοχής V-N



Χώρος αντοχής V-N (Μεγέθυνση)



Σκελετικό διάγραμμα V-θ



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -54.8 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 40.1 \text{ kN}$

$V_{Rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_{vs} = 40.1 \text{ kN}$

$$\rightarrow V_f = \frac{L N}{2 H_{02}} (1 - 1.15 V_d) \cdot r_{Rd} = 40.6 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (7.28)}]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{wt}} \cdot (f_{wt} + V_d f_d) \cdot L t r_{Rd} = 137.7 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.2)}]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} L' t + \mu N, 0.065 f_b L' t) \cdot r_{Rd} = 40.1 \text{ kN}, L' = 12 \text{ cm} [\text{ΚΑΔΕΤ, (7.38)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{6.61 \text{ ‰}}{2.33 \text{ ‰}} = 2.84$$

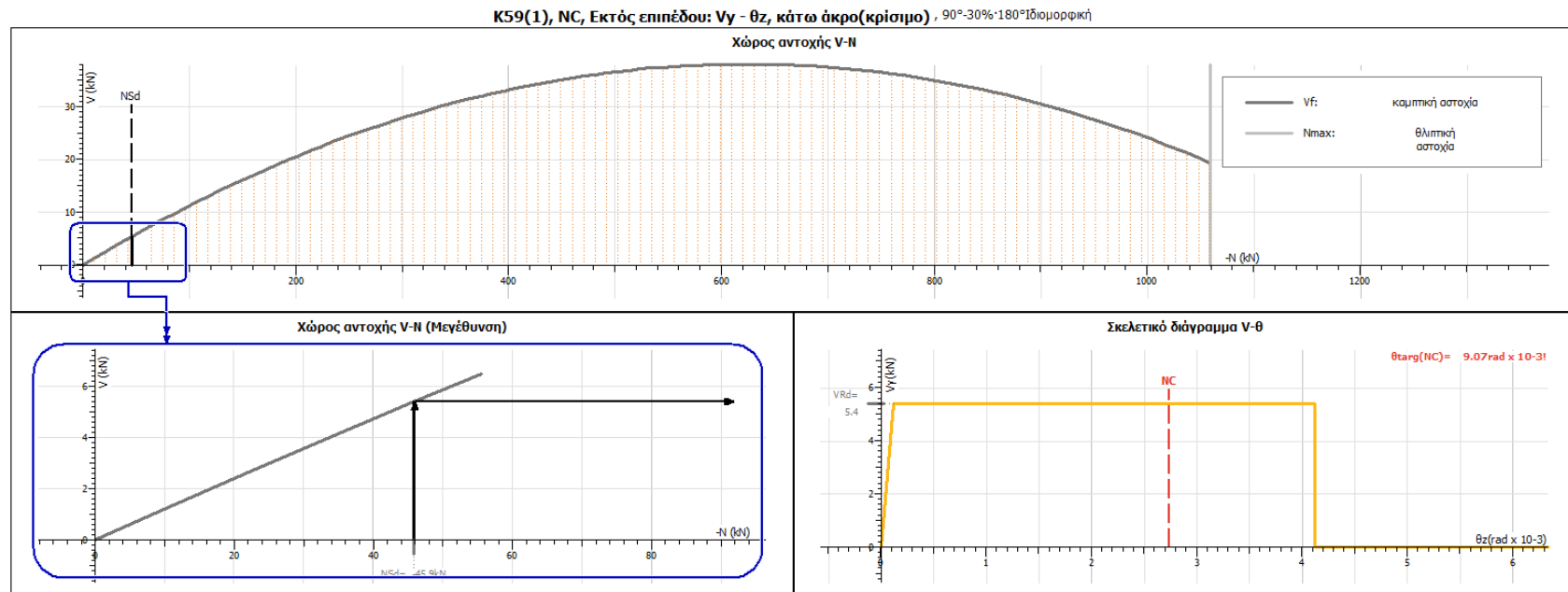
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.33 \text{ ‰} (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 2.63 \text{ ‰ (V)} [\text{EC8-3, Γ.4.3.1(2)}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

Σχήμα 37. Διάγραμμα αντοχής πεσσού K1(1) - Ενίσχυση διαζωμάτων

Στο Σχήμα 37 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K1(1) εντός επίπεδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική ολίσθηση στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -54.8 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 40.1 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 6.61 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 2.84$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -45.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 5.4 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 5.4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_n}{2 \cdot H_{0,y}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_n}{f_d}\right) \cdot r_{Rd} = 5.4 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 78.4 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (27.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{9.07 \text{ ‰}}{2.74 \text{ ‰}} = \mathbf{3.31}$$

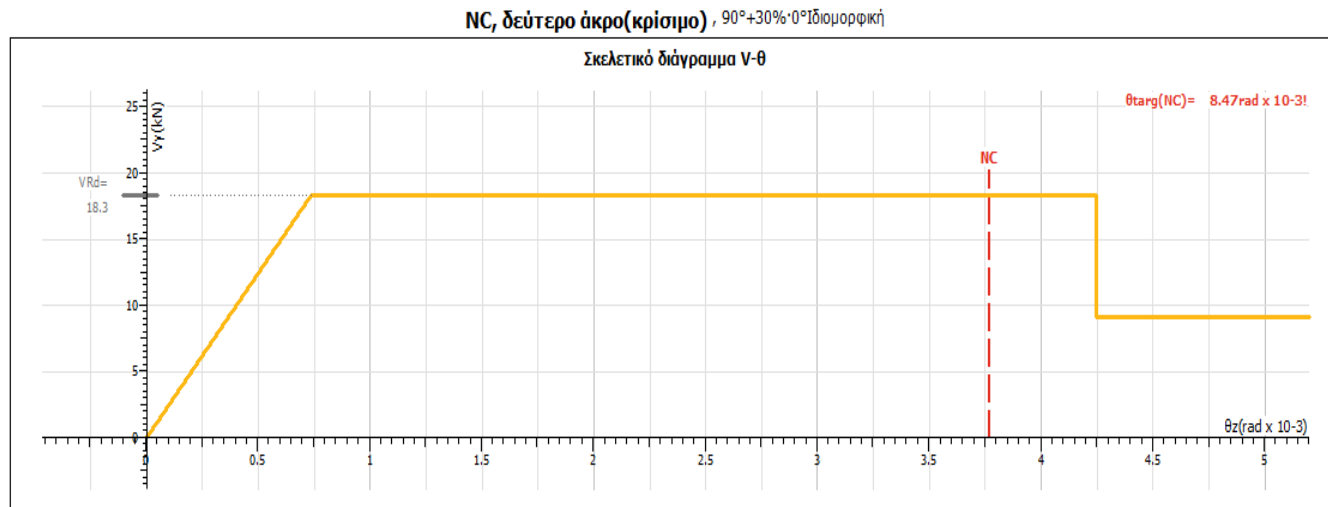
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \mathbf{2.74 \text{ ‰}} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.12 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 38. Διάγραμμα αντοχής πεσσού K59(1) - Ενίσχυση διαζωμάτων**

Στο Σχήμα 38 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K59(1) εκτός επίπεδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -45.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 5.4 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 9.07 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 3.31$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_v) = \min(90.1 \text{ kN}, 18.3 \text{ kN}) = 18.3 \text{ kN}$$

→  $V_f$  : άσπλου υπέρθυρου με ανώφλι

→  $V_v$  : άσπλου υπέρθυρου

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{8.47 \text{ ‰}}{3.77 \text{ ‰}} = \underline{2.25}$$

$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 3.77 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.25 \text{ ‰}$$

(Αργολιθοδομή, V) [EC8-3]

$$\rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

**Σχήμα 39. Διάγραμμα αντοχής υπέρθυρου Δ4.3(1) - Ενίσχυση διαζωμάτων**

Στο Σχήμα 3 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του υπέρθυρου Δ4.3(1) στο πρώτο άκρο από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική αστοχία και προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 18.3 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 8.47 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 2.25$ .

#### 4.2 Μέθοδος 2 - Ενίσχυση με βαθύ αρμολόγημα

Σκοπός της εφαρμογής αυτής της μεθόδου είναι η πλήρωση κενών και ρωγμών όπου εμφανίζονται ελαφρές βλάβες, εύρος ρηγματώσεων έως και 10 χιλιοστά. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, το κονίαμα αποτελείται από πηλό το οποίο είναι πολύ χαμηλής αντοχής. Με την εφαρμογή αυτής της μεθόδου υπάρχει ο στόχος της αντικατάστασης του παλαιού κονιάματος και της εφαρμογής κονιάματος μεγαλύτερης αντοχής.

Για τον εκ νέου υπολογισμό της νέας αντοχής της τοιχοποιίας θα χρησιμοποιηθούν οι τύποι που προτείνονται στον ΚΑΔΕΤ.

Θλιπτική αντοχή μικτού κονιάματος (ΚΑΔΕΤ 8.1):

$$f_{m,f} = f_j \delta + f_{m,0}(1 - \delta) \quad (\text{εξ. 7})$$

όπου,

$f_{m,0}$  η θλιπτική αντοχή του αρχικού κονιάματος

$f_j$  η θλιπτική αντοχή του κονιάματος αρμολόγησης

$\delta$  ο λόγος του αθροίσματος των βαθών της αμφίπλευρης αρμολόγησης προς το πάχος της τοιχοποιίας

Επισημαίνεται από τον κανονισμό ότι για να έχει εφαρμογή αυτή η σχέση θα πρέπει η αντοχή του κονιάματος αρμολόγησης να μην λαμβάνεται μεγαλύτερη από το διπλάσιο της αντοχής του αρχικού κονιάματος. Οπότε στην πράξη μικρή συνεισφορά θα έχει στην ενίσχυση του κτιρίου καθώς  $f_{m,0}=0,2\text{MPa}$  που σημαίνει ότι στον υπολογισμό η αύξηση της αντοχής για  $\delta=0,4$  του κονιάματος θα είναι:

$$f_{m,f} = 0,4 \cdot 0,4 + 0,2 \cdot (1-0,4) = 0,28 \text{ MPa}$$

Η μεταβολή των μηχανικών χαρακτηριστικών της τοιχοποιίας φαίνεται στον Πίνακα 8.

Πίνακας 8. Υπολογισμός νέων μηχανικών χαρακτηριστικών τοιχοποιίας – Βαθύ αρμολόγημα

	Υφιστάμενη	Ανασχεδιασμός
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	2,588	2,610
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	0,143	0,214
Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	1,94	1,96

Οι τιμές των λόγων ανεπάρκειας παρουσιάζονται βελτιωμένοι σε σχέση με την αρχική κατάσταση αλλά συνεχίζει το κτίριο να εμφανίζει σοβαρές ανεπάρκειες. Παρακάτω στον Πίνακα 9 και 10 παρουσιάζονται τα δεδομένα που προέκυψαν από την ανάλυση, δηλαδή οι λόγοι ανεπάρκειας και συνοπτικά τα διαγράμματα αντοχής των κρίσιμων μελών για την πρόταση ενίσχυσης με βαθύ αρμολόγημα.

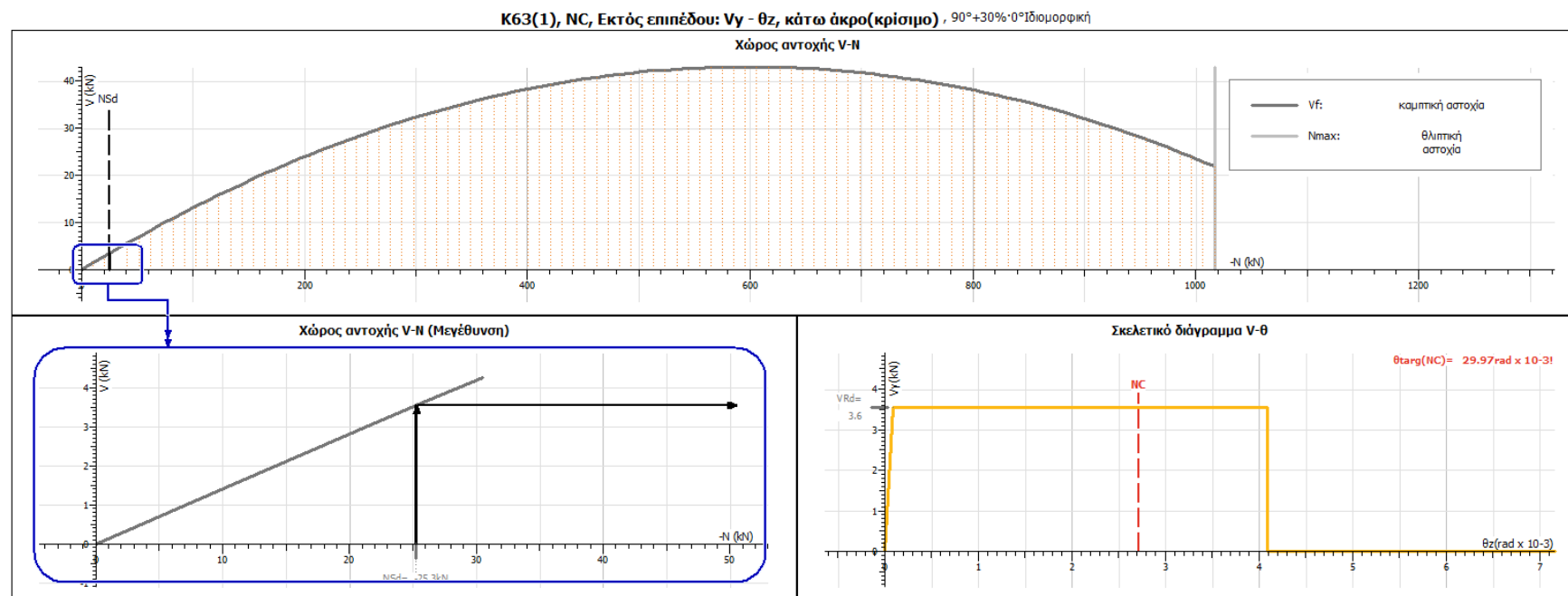
Πίνακας 9. Λόγοι ανεπάρκειας υπέρθυρων - Ενίσχυση Βαθύ αρμολόγημα

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
Δ1.1(0), κ	Άοπλη	2.43! (V)
Δ1.4(0), κ	Άοπλη	3.94! (V)
Δ1.12(0), κ	Άοπλη	2.06! (V)
Δ1.15(0), κ	Άοπλη	1.32! (V)
Δ2.3(0), κ	Άοπλη	0.09 (V)
Δ2.6(0), κ	Άοπλη	0.10 (V)
Δ2.9(0), κ	Άοπλη	0.16 (V)
Δ3.4(0), κ	Άοπλη	0.13 (M)
Δ3.8(0), κ	Άοπλη	0.32 (V)
Δ4.3(0), κ	Άοπλη	0.13 (V)
Δ5.3(0), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ6.3(0), κ	Άοπλη	0.16 (V)
Δ10.1(0), κ	Άοπλη	1.95! (M)
Δ12.2(0), κ	Άοπλη	0.96 (M)
Δ24.2(0), κ	Άοπλη	0.41 (V)
Δ1.3(1), κ	Άοπλη	2.64! (V)
Δ1.6(1), κ	Άοπλη	4.08! (V)
Δ1.10(1), κ	Άοπλη	0.05 (V)
Δ1.13(1), κ	Άοπλη	0.73 (M)
Δ1.16(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)
Δ1.20(1), κ	Άοπλη	2.63! (V)
Δ1.23(1), κ	Άοπλη	1.34! (V)
Δ2.3(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)
Δ2.6(1), κ	Άοπλη	0.15 (V)
Δ2.9(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)
Δ2.12(1), κ	Άοπλη	0.97 (V)
Δ3.3(1), κ	Άοπλη	0.06 (V)
Δ3.6(1), κ	Άοπλη	0.07 (V)
Δ3.10(1), κ	Άοπλη	0.14 (V)
Δ3.14(1), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ3.17(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.3(1), κ	Άοπλη	0.79 (V)
Δ4.6(1), κ	Άοπλη	0.06 (V)
Δ4.9(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.12(1), κ	Άοπλη	0.13 (V)

Πίνακας 10. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Ενίσχυση Βαθύ αρμολόγημα

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.06 (V)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.70 (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.05 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		1.50!
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.04 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.04 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.05 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.09
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.10 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.03 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.05 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.03 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.20 (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.12 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		3.33!
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.08 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		2.60!
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.08 (V)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		4.80!
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.07 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.10 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		1.05!

K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.35 (M)</u>
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.41 (M)</u>
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.30 (V)</u>
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.03</u>
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (M)</u>
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.05</u>
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.33 (V)</u>
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.06</u>
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.16 (V)</u>
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.47</u>
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>1.09! (V)</u>
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.17</u>
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>1.11! (V)</u>
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>5.60!</u>
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>3.63! (V)</u>
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.12</u>
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>2.46! (M)</u>
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>7.91!</u>
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.14 (M)</u>
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.08 (M)</u>
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (M)</u>
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.13</u>
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.02 (M)</u>
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.21</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (V)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.15</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.04 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.26</u>
K21(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>9.99! (M)</u>
K21(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.15</u>
K22(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>0.05 (M)</u>
K22(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.08</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.06 (M)</u>
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.33</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.27 (T)</u>
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.89 (T)</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.10 (M)</u>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>1.41!</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (M)</u>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>9.99!</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.12 (V)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>1.94!</u>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.10 (V)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>9.99!</u>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (V)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>9.99!</u>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.44 (V)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>9.99!</u>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.26 (V)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>3.41!</u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.44 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.80 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>1.00 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -25.3 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 3.6 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 3.6 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot \gamma_{Rd} = 3.6 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (6.2)}]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 45.6 \text{ kN} \quad [\text{ΚΑΔΕΤ, (Σ7.7)}]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{29.97 \text{ } \text{‰}}{2.71 \text{ } \text{‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

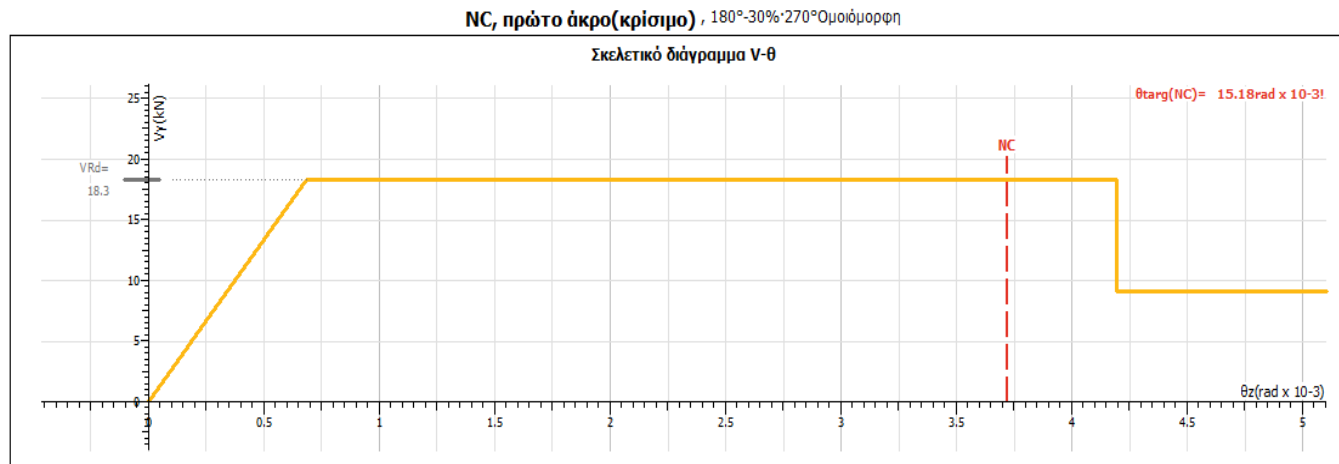
$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = \underline{\underline{2.71 \text{ } \text{‰}}} \quad (\mu_\theta > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.08 \text{ } \text{‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{ΚΑΔΕΤ 7.4.2}]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 40. Διάγραμμα αντοχής K63(1) - Ενίσχυση Βαθό αρμολόγημα**

Στο Σχήμα 40 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K63(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -25.3 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 3.6 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 29.97 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_v) = \min(94.7\text{kN}, 18.3\text{kN}) = 18.3\text{kN}$$

→  $V_f$  : άσπλου υπερθύρου με ανώφλι

→  $V_v$  : άσπλου υπερθύρου

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ.}}{\theta_{NC, cap.}} = \frac{15.18 \text{ } \text{‰}}{3.72 \text{ } \text{‰}} = 4.08$$

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 3.72 \text{ } \text{‰}$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.20 \text{ } \text{‰}$$

(Αργολιθοδομή, V) [EC8-3]

$$\rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

#### Σχήμα 41. Διάγραμμα αντοχής Δ1.6(1) - Ενίσχυση Βαθύ αρμολόγημα

Στο Σχήμα 41 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του υπέρθυρου Δ1.6(1) στο πρώτο άκρο από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική αστοχία και προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 18.3\text{kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 15.18\text{rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 4.08$ .

### 4.3 Μέθοδος 3 - Ενίσχυση με ομογενοποίηση μάζας και ενέματα

Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου έχει σκοπό την πλήρωση των κενών στις ρωγμές που υπάρχουν αλλά και των κενών που βρίσκονται στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Μάλιστα, στην περίπτωση της τοιχοποιίας του εξεταζόμενου κτιρίου, που αποτελείται από πηλοκονίαμα πρόκειται να υπάρχουν πολλά κενά και μία τέτοια μέθοδος ενίσχυσης θα βοηθήσει την συνολική Φ.Ι. του φορέα. Για την εφαρμογή της μεθόδου αυτής απαιτείται η προγενέστερη αφαίρεση του επιχρίσματος σε όλη την όψη της τοιχοποιίας, διεύρυνση ρωγμών επιφανειακά, διάνοιξη οπών κατά το μήκος και ύψος του τοίχου. Στην συνέχεια, τοποθετούνται πλαστικοί σωλήνες στις οπές και σφραγίζονται τα ανοίγματα και οι ρωγμές της τοιχοποιίας. Αφού περάσουν δύο μέρες από το σφράγισμα αντλείται το ένεμα μέσα στους πλαστικούς σωλήνες και διαχέεται στο εσωτερικό της τοιχοποιίας. Η συγκεκριμένη μέθοδος προτείνεται σε περιπτώσεις όπου η τοιχοποιία είναι αργολιθοδομή μεγάλου πάχους με υψηλό ποσοστό κονιάματος χαμηλής ποιότητας.

Σύμφωνα με τον ΚΑΔΕΤ η θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας αφού εφαρμοστεί η ομογενοποίηση με τα ενέματα υπολογίζεται (ΚΑΔΕΤ 8.2):

$$f_{wc,f} = f_{wc,0} + \Delta f_0 + \lambda n f_{grc} \quad (\text{εξ. 8})$$

όπου,

$f_{wc,f}$  η τελική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$f_{wc,0}$  η αρχική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας

$n$  ο λόγος του όγκου του εισαγόμενου ενέματος ως προς τον συνολικό όγκο του κονιάματος ( $n < 0,3$ )

$\Delta f_0$  Λόγω των ενεμάτων μειώνεται η ακανονιστία και ανομοιογένεια της δόμησης που οφείλεται στον βαθμό λάξευσης των λίθων και επομένως απαιτείται μείωση του συντελεστή  $f_0$

$\lambda$  συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος-κονιάματος, ο οποίος λαμβάνεται ίσος με 0,50 για τραχείς λίθους και ίσος με 0,1 για πολύ λείους λίθους.

$$f_{wc,f} = 2,588 + 2/(1+1/10 \cdot 0,2) + 0,5 \cdot 0,2 \cdot 5 = 4,64 \text{ MPa}$$

όμως από τον ΚΑΔΕΤ συνιστάται να μην λαμβάνεται υπόψη η αύξηση της τοιχοποιίας μεγαλύτερη του 50% με διατήρηση ενός δυσμένεστερου ορίου. Έτσι:

$$f_{wc,f} = 2,588 \cdot 1,5 = 3,882 \text{ MPa}$$

Η αύξηση της αντοχής σε διάτμηση εξαρτάται εντόνως από τη σύνθεση, την τεχνική εφαρμογής και την κατανάλωση του ενέματος, και έτσι δεν μπορούν να δοθούν (προς το παρόν) συστάσεις γενικής εφαρμογής, για την συμπεριφορά σε διάτμηση. Για την εκτίμηση της αντοχής της ενισχυμένης τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση επιτρέπεται να λαμβάνεται υπόψη η θλιπτική αντοχή του μικτού κονιάματος (ένεμα - κονίαμα δόμησης). (ΚΑΔΕΤ σελ. 276). Οπότε υπολογίζεται η αντοχή του μικτού κονιάματος όπως περιγράφηκε στο κεφάλαιο της ενίσχυσης με βαθύ αρμολόγημα και υπολογίζεται η διατμητική αντοχή:

$$f_{m,f} = 0,4 \cdot 0,4 + 0,2 \cdot (1-0,4) = 0,28 \text{ MPa}$$

Στον Πίνακα 11 παρουσιάζονται συγκεντρώμενα τα μηχανικά χαρακτηριστικά όπως υπολογιστηκαν παραπάνω για την τρίτη μέθοδο ενίσχυσης.

**Πίνακας 11. Μηχανικά χαρακτηριστικά νέας τοιχοποιίας – Ομογενοποίηση μάζας με ενέματα**

	Υφιστάμενη	Ανασχεδιασμός
Θλιπτική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	2,588	3,882
Διατμητική αντοχή τοιχοποιίας (MPa)	0,143	0,214
Μέτρο Ελαστικότητας (GPa)	1,94	2,91

Οι τιμές των λόγων ανεπάρκειας παρουσιάζονται βελτιωμένοι σε σχέση με την αρχική κατάσταση αλλά συνεχίζει το κτίριο να εμφανίζει σοβαρές ανεπάρκειες. Παρακάτω παρουσιάζονται τα δεδομένα των λόγων ανεπάρκειας που προέκυψαν από την ανάλυση στους Πίνακες 12 και 13 οι λόγοι ανεπάρκειας και συνοπτικά στα Σχήματα 42,43,44 τα διαγράμματα αντοχής των κρίσιμων μελών:

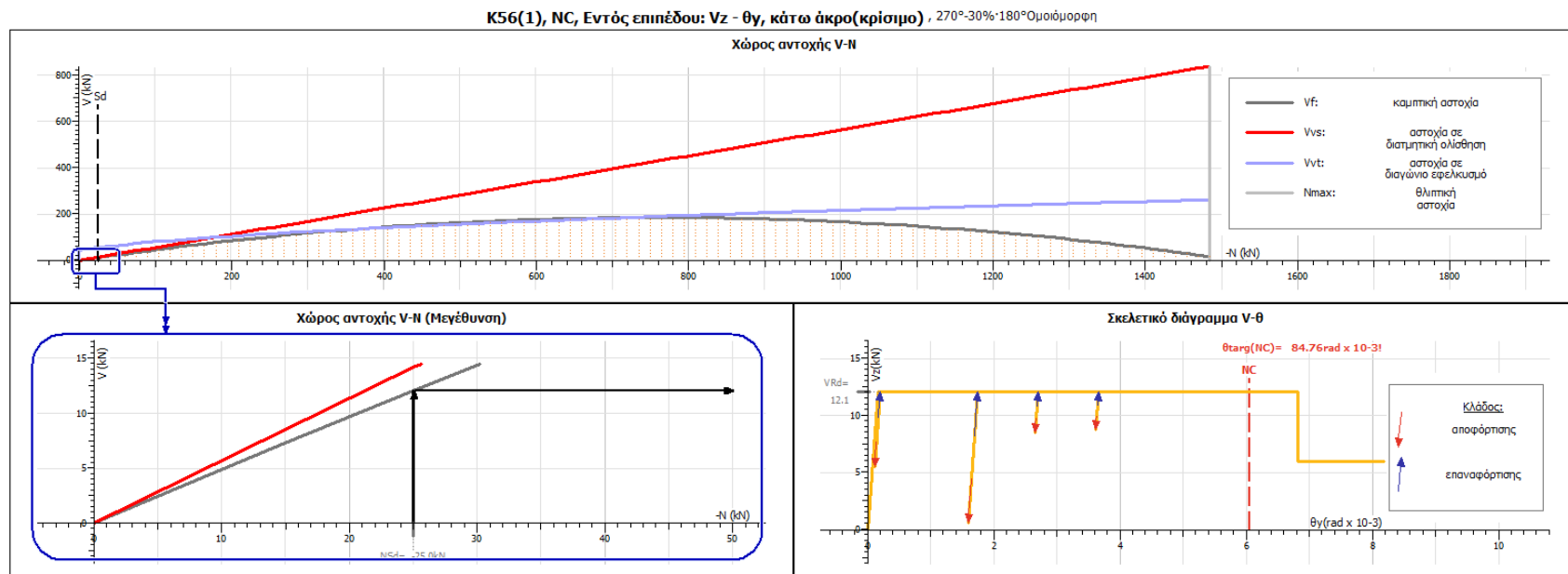
**Πίνακας 12. Λόγοι ανεπάρκειας υπέρθρων - Ενίσχυση με Ομογενοποίηση-Ενέματα**

Μέλος Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
Δ1.1(0), κ	Άοπλη	<b>1.90! (V)</b>
Δ1.4(0), κ	Άοπλη	<b>2.94! (V)</b>
Δ1.12(0), κ	Άοπλη	<b>1.04! (V)</b>
Δ1.15(0), κ	Άοπλη	0.43 (V)
Δ2.3(0), κ	Άοπλη	0.36 (V)
Δ2.6(0), κ	Άοπλη	0.45 (V)
Δ2.9(0), κ	Άοπλη	0.51 (V)
Δ3.4(0), κ	Άοπλη	0.10 (M)
Δ3.8(0), κ	Άοπλη	0.31 (V)
Δ4.3(0), κ	Άοπλη	0.65 (V)
Δ5.3(0), κ	Άοπλη	0.10 (V)
Δ6.3(0), κ	Άοπλη	0.18 (V)
Δ10.1(0), κ	Άοπλη	<b>1.59! (M)</b>
Δ12.2(0), κ	Άοπλη	<b>2.49! (V)</b>
Δ24.2(0), κ	Άοπλη	0.47 (V)
Δ1.3(1), κ	Άοπλη	<b>2.08! (V)</b>
Δ1.6(1), κ	Άοπλη	<b>2.97! (V)</b>
Δ1.10(1), κ	Άοπλη	0.04 (V)
Δ1.13(1), κ	Άοπλη	0.52 (M)
Δ1.16(1), κ	Άοπλη	0.08 (V)
Δ1.20(1), κ	Άοπλη	0.71 (V)
Δ1.23(1), κ	Άοπλη	0.13 (V)
Δ2.3(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)
Δ2.6(1), κ	Άοπλη	0.15 (V)
Δ2.9(1), κ	Άοπλη	0.16 (V)
Δ2.12(1), κ	Άοπλη	0.95 (V)
Δ3.3(1), κ	Άοπλη	0.05 (V)
Δ3.6(1), κ	Άοπλη	0.05 (V)
Δ3.10(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)
Δ3.14(1), κ	Άοπλη	0.15 (V)
Δ3.17(1), κ	Άοπλη	0.01 (V)
Δ4.3(1), κ	Άοπλη	0.47 (V)
Δ4.6(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.9(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.12(1), κ	Άοπλη	0.69 (V)

Πίνακας 13. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Ενίσχυση με Ομογενοποίηση-Ενέματα

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.06 (V)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.24 (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.07 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		1.37!
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.01 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.11 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.03 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.07
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.02 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.71! (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.11 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		2.71!
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		4.74!
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.08 (V)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		3.91!
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		7.19!
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.19 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.91
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.25 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.30 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.28 (V)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.06 (V)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		0.92
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.43 (V)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.05
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.42 (V)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		2.41!
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.92 (V)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.20
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	1.02! (V)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	3.55! (V)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		1.42!
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.53! (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.12 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.11 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-

K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.07 (V)</u>
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.18</u>
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.02 (M)</u>
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.21</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (V)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.12</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.23</u>
K21(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<b>9.99! (M)</b>
K21(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.10</u>
K22(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>0.05 (M)</u>
K22(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.05</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.68 (M)</u>
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.27</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.58 (T)</u>
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.81 (T)</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<b>7.95! (M)</b>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.13</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<b>9.99! (M)</b>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>8.17!</b>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.10 (V)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>9.99!</b>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.09 (V)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>9.99!</b>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.04 (V)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>9.99!</b>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.34 (V)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<b>9.99!</b>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (V)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.86</u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.04 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.30 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.43 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -25.0 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 12.1 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_{vt}, V_{vs}) = V_f = 12.1 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L N}{2 H_{021}} (1 - 1.15 v_d) \cdot r_{Rd} = 12.1 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (7.2\beta)]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + v_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot r_{Rd} = 56.1 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.2)]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vm0} L' t + \mu N, 0.065 f_b L' t) \cdot r_{Rd} = 14.1 \text{ kN}, L' = 2 \text{ cm} \quad [\text{KADET}, (7.3\beta)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{84.76 \text{ ‰}}{6.05 \text{ ‰}} = 9.99$$

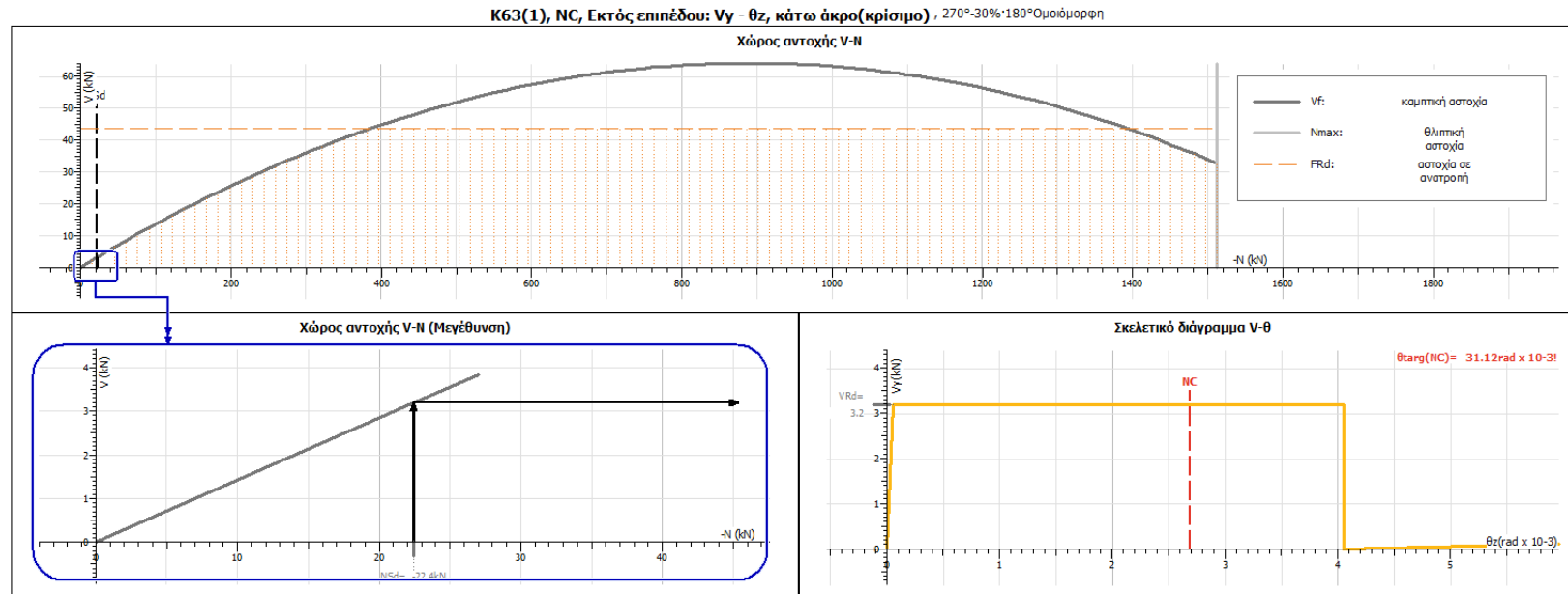
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 6.05 \text{ ‰} (\mu_g > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 6.83 \text{ ‰} (M, \text{ εντός επιπ.}, \text{ Κύριο Σ.Μ.}) [\text{EC8-3}, \Gamma.4.2.1(2)]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

**Σχήμα 42. Διάγραμμα αντοχής K56(1) – Ενίσχυση με Ομογενοποίηση-Ενέματα**

Στο Σχήμα 42 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K56(1) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -25 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 12.1 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 84.76 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -22.4 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 3.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 3.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L}{2} \frac{t_w}{H_{0y1}} \left( 1 - \frac{\sigma_{0y}}{f_{0y}} \right) \cdot r_{Rd} = 3.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 43.8 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{31.12 \text{ ‰}}{2.69 \text{ ‰}} = \mathbf{9.99}$$

$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = \mathbf{2.69 \text{ ‰}} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.05 \text{ ‰} \quad (\text{εκτός επιπ., Αργολιθοδομή}) \quad [\text{KADET } 7.4.2]$$

$$\rightarrow V_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 43. Διάγραμμα αντοχής K63(1) – Ενίσχυση με Ομογενοποίηση-Ενέματα**

Στο Σχήμα 43 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K61(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -22.4 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 3.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 31.12 \text{ rad} \times 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .

### Υπέρθυρο Δ1.6(1)

#### Γενικά δεδομένα υπερθύρου

Γενικά	Υφιστάμενο	Πρωτεύον	Άσπλο υπέρθυρο	με ανώφλι
	$f_b=50.0\text{MPa}$	Συντ. αλληλεμπλοκής: 1.00		Συντ.μηχ.χαρακτ.: $rK=1.00$ $rRd=1.00$ $r\theta_u=1.00$
Διαστάσεις	$t=60, h=55$	$l_d=0.90\text{m}$	Ακ. απολήξεις:	$r_i=0.00\text{m}$ $r_j=0.00\text{m}$
Αντοχή	$f_e=3.23\text{MPa}$	$f_{b0}=0.179\text{MPa}$	$F_{sh}=A_{sh} \cdot f_{yd}=192.0\text{kN}$	$f_{wt}=0.083\text{MPa}$ $f_{yk}=12.0\text{MPa}$
Εφελκυστική αντοχή ανωφλιού:				

NC, πρώτο άκρο(κρίσιμο) ,  $180^\circ+30^\circ\cdot 90^\circ$ Ιδιομορφική



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

$$V_{Rd} = \min(V_f, V_v) = \min(137.6\text{kN}, 18.3\text{kN}) = 18.3\text{kN}$$

→  $V_f$  : άσπλου υπέρθυρου με ανώφλι

→  $V_v$  : άσπλου υπέρθυρου

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,car}} = \frac{10.46 \text{ ‰}}{3.52 \text{ ‰}} = 2.97$$

$$\theta_{NC,car} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{Rd} = 3.52 \text{ ‰}$$

$$\rightarrow \theta_u = 3.97 \text{ ‰}$$

(Αργολιθοδομή, V) [EC8-3]

$$\rightarrow V_{Rd} = 1.50$$

Σχήμα 44. Διάγραμμα αντοχής Δ1.6(1) – Ενίσχυση με Ομογενοποίηση-Ενέματα

Στο Σχήμα 44 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του υπέρθυρου Δ1.6(1) στο πρώτο άκρο από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική αστοχία και προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 18.3\text{kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 10.46\text{rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 2.97$ .

#### 4.4 Μέθοδος 4 - Ενίσχυση με ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας με αμφίπλευρο μανδύα

Η ενίσχυση με τα ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας μπορεί να είναι μονόπλευρη είτε αμφίπλευρη. Πρόκειται για μία λύση ενίσχυσης και αντισεισμικής αναβάθμισης φέρουσας τοιχοποιίας. Η εφαρμογή αυτής της μεθόδου περιλαμβάνει ένα πλέγμα δύο διευθύνσεων από ίνες υάλου και μια ανόργανη μήτρα από τσιμεντοκονίαμα ενός συστατικού τροποποιημένο με πολυμερή.

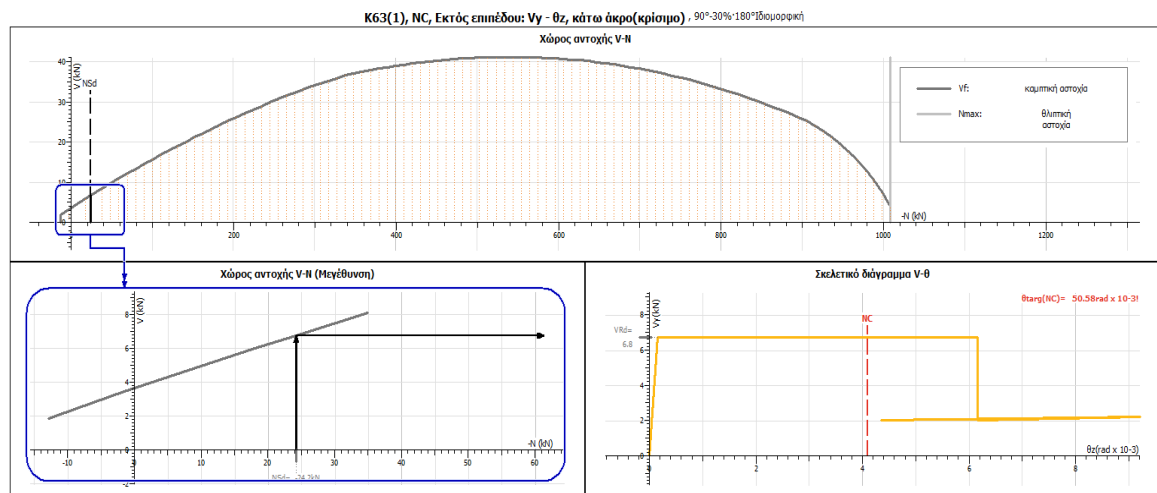
Στην προσομοίωση της ενίσχυσης με IAM θεωρήθηκε αμφίπλευρος μανδύας με πάχος ίσο με 7 χιλιοστά, κονίαμα υψηλής απόδοσης, ινοπλισμένο ενός συστατικού με ποζολανικά συστατικά με  $f_{mor} = 22$  MPa. Οι αντοχές των πεσσών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω με τους λόγους ανεπάρκειας:

Πίνακας 14. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Ενίσχυση με αμφίπλευρο IAM

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.10 (M)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.07 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		0.89
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.05
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.10
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.22 (M)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		0.49
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.22 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		0.40
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.31 (M)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		0.81
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.18 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		1.49!
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.16
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.07 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.27 (M)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.19 (M)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		3.12!
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.46 (M)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.31 (M)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		7.26!
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.41 (M)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.19
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.23 (M)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.55 (M)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		4.51!
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.43 (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		4.96!
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.09 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		0.19
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		0.09

K21(0), εντός επιπέδου, κ K21(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<b>9.99! (M)</b> 0.18
K22(0), εντός επιπέδου, κ K22(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	0.04 (M) 0.06
K32(1), εντός επιπέδου, κ K32(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<b>3.06! (M)</b> 0.24
K34(1), εντός επιπέδου, κ K34(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<b>2.44! (M)</b> 0.28 (T)
K36(1), εντός επιπέδου, κ K36(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M) 0.04
K56(1), εντός επιπέδου, κ K56(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.21 (M) <b>3.28!</b>
K58(1), εντός επιπέδου, κ K58(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M) 0.43
K59(1), εντός επιπέδου, κ K59(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M) <b>7.95!</b>
K60(1), εντός επιπέδου, κ K60(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M) <b>9.99!</b>
K63(1), εντός επιπέδου, κ K63(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.15 (M) <b>9.99!</b>
K71(1), εντός επιπέδου, κ K71(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M) 0.75
K72(1), εντός επιπέδου, κ K72(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (M) -
K73(1), εντός επιπέδου, κ K73(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.24 (M) -
K74(1), εντός επιπέδου, κ K74(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (M) -

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 14 παρατηρείται βελτίωση στην συμπεριφορά πολλών από τους πεσσούς που εμφάνιζαν αστοχίες στην υφιστάμενη κατάσταση. Παρ'όλα αυτά η εφαρμογή μόνο αυτής της μεθόδου ενίσχυσης δεν επαρκεί αν και παρουσιάζονται θετικά αποτελέσματα, πόσο μάλλον στα υπέρθυρα που οι λόγοι ανέπαρκειας είναι όλοι μικρότεροι της μονάδας και ικανοποιεί τους ελέγχους. Στο Σχήμα 45 παρουσιάζεται το διάγραμμα αντοχής του πεσσού K63(1) σε εκτός επιπέδου ανάλυση που αποτελεί τη δυσμενέστερη περίπτωση από πλευρά αντοχής και συμπεριφοράς.



Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $M_{sd} = 24.2 \text{ kN}$ ,  $V_{rd} = 6.8 \text{ kN}$

$$V_{rd} = V_f = 6.8 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{M_{sd}}{H_{py}} = 6.8 \text{ kN}, \quad M_{sd} : \text{ από σταθερά διατομής}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, cap}}{\theta_{NC, cap}} = \frac{50.58 \%}{4.09 \%} = 9.99$$

$$\theta_{NC, cap} = 1.33 \cdot \theta_u / V_{rd} = 4.09 \% (\mu_E > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 6.16 \% = \theta_u \cdot 4/3$$

$$\rightarrow V_{rd} = 2.00$$

Σχήμα 45. Διάγραμμα αντοχής K63(1) - Ενίσχυση με αμφίπλευρο IAM

#### 4.5 Μέθοδος 5 - Ενίσχυση με μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος

Τελευταία μέθοδος ενίσχυσης που θα εξεταστεί είναι ο αμφίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος. Το συνολικό πάχος του μανδύα θα είναι 20 εκατοστά, δηλαδή 10 εκατόστα εκατέρωθεν των τοίχων. Τα υλικά που θα χρησιμοποιηθούν είναι οπλισμένο σκυρόδεμα κατηγορίας C25/30 με χάλυβες κατηγορίας B500C. Θα τοποθετηθούν Φ10/200 ως κατακόρυφος οπλισμός και Φ8/200 ως οριζόντιος οπλισμός. Η κατασκευή του μανδύα μπορεί να γίνει με την χρήση εκτοξευμένου σκυροδέματος και ιδιαίτερη προσοχή χρειάζεται στην αγκύρωση των οπλισμών με την τοιχοποιία. Οι μανδύες θα εφαρμοστούν μόνο σε όσες τοιχοποιίες εμφάνιζαν τύπους αστοχίας στην υφιστάμενη ανάλυση και για κατασκευαστικούς λόγους στα παρακείμενα υπέρθυρα και στους πεσσούς.

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης παρουσιάζονται στον Πίνακα 15 και 16 με τους λόγους επάρκειας παρακάτω. Είναι σαφές ότι ο αμφίπλευρος μανδύας οπλισμένου σκυροδέματος επαρκεί ως λύση ενίσχυσης και κανένα στοιχείο δεν εμφανίζει ανεπάρκεια.

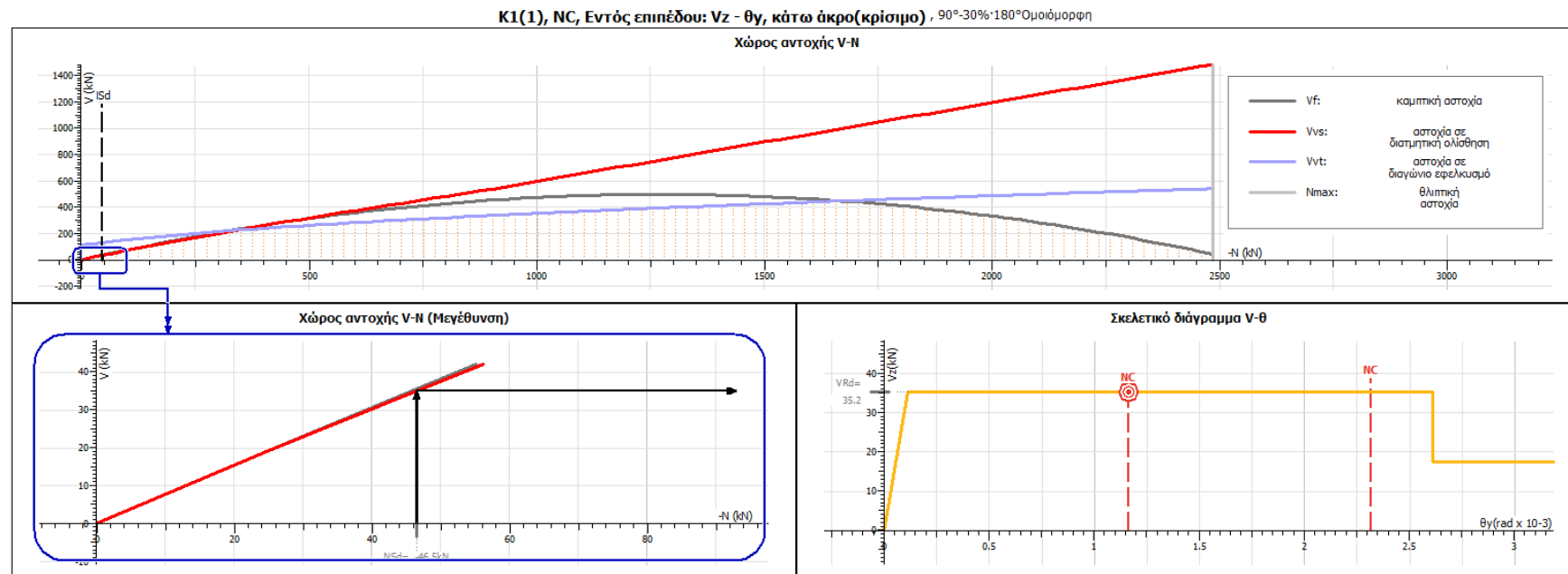
Πίνακας 15. Λόγοι επάρκειας υπερθύρων - Ενίσχυση με Μανδύες Ο/Σ

Μέλος Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
Δ1.1(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ1.4(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.03 (V)
Δ1.12(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ1.15(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ2.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ2.6(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.05 (V)
Δ2.9(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (V)
Δ3.4(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (M)
Δ3.8(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ4.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ5.3(0), κ	Άοπλη	0.32 (V)
Δ6.3(0), κ	Άοπλη	0.27 (V)
Δ12.2(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.03 (M)
Δ24.2(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.06 (V)
Δ1.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ1.10(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (V)
Δ1.13(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.16(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (V)
Δ1.20(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.23(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ2.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ2.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ2.9(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ2.12(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ3.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ3.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ3.10(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ3.14(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (V)
Δ3.17(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (V)
Δ4.3(1), κ	Άοπλη	0.28 (V)
Δ4.6(1), κ	Άοπλη	0.02 (V)
Δ4.9(1), κ	Άοπλη	0.03 (V)
Δ4.12(1), κ	Άοπλη	0.12 (V)

Πίνακας 16.1 Λόγοι επάρκειας πεσσών - Ενίσχυση με Μανδύες Ο/Σ

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Η.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.50 (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.00 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.07 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.00 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.00 (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.04 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.03 (V)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.00 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.03 (V)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (V)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (V)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (V)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.01
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.03 (V)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.02 (V)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ	-	0.00
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	0.01 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ	-	-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άοπλη	0.11 (M)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ	-	0.04

K18(0), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (M)</u>
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (V)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.14</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.19 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.09</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.00 (M)</u>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.00</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.03 (M)</u>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.00</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (V)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.00</u>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (V)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.00</u>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (V)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (V)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.00</u>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Διαζωμ. ενισχ.	<u>0.01 (V)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.06 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.03 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -46.5 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 35.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_{fr}, V_{vt}, V_{vs}) = V_{vs} = 35.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot N}{2 \cdot H_{0zd}} (1 - 1.15 \cdot v_d) \cdot r_{Rd} = 35.8 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (7.2\beta)]$$

$$\rightarrow V_{vt} = \sqrt{f_{wt} \cdot (f_{wt} + v_d f_d)} \cdot L \cdot t \cdot r_{Rd} = 134.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.2)]$$

$$\rightarrow V_{vs} = \min(f_{vmb} \cdot L' \cdot t + \mu \cdot N, 0.065 \cdot f_b \cdot L' \cdot t) \cdot r_{Rd} = 35.2 \text{ kN}, \quad L' = 11 \text{ cm} \quad [\text{KADET}, (7.3\beta)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{1.16 \text{ ‰}}{2.32 \text{ ‰}} = 0.50$$

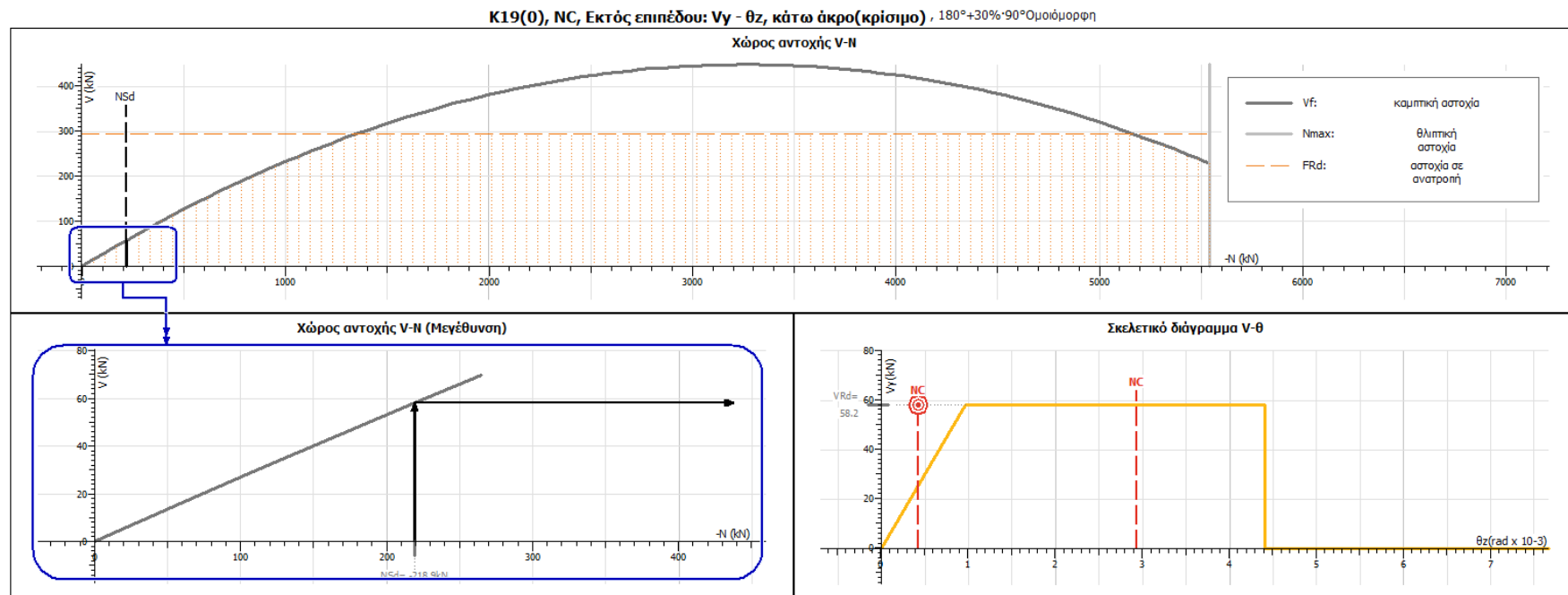
$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.32 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 2.61 \text{ ‰} \quad (V) \quad [\text{EC8-3}, \Gamma.4.3.1(2)]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 1.50$$

**Σχήμα 46. Διάγραμμα αντοχής K1(1) - Ενίσχυση με μανδύες Ο/Σ**

Στο Σχήμα 46 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K1(1) εντός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η διατμητική ολίσθηση στην εντός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -46.5 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 35.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 1.16 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 0.50$ .



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{Sd} = -218.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 58.2 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = \min(V_f, F_{Rd}) = V_f = 58.2 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{L \cdot t_w \cdot \sigma_a}{2 \cdot H_{0y1}} \cdot \left(1 - \frac{\sigma_a}{f_d}\right) \cdot f_{Rd} = 58.2 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (6.2)]$$

$$\rightarrow F_{Rd} = 4 \cdot (W + 2P) \cdot t_w / H = H_0 = 295.3 \text{ kN} \quad [\text{KADET}, (27.7)]$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC, \text{targ}}}{\theta_{NC, \text{cap}}} = \frac{0.42 \text{ ‰}}{2.93 \text{ ‰}} = 0.14$$

$$\theta_{NC, \text{cap}} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 2.93 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 4.41 \text{ ‰} = 0.003 \text{ } H_0 / t \quad (\text{εκτός επιπ.}) \quad [\text{KADET } \Sigma 7.8]$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

**Σχήμα 47. Διάγραμμα αντοχής K19(0) - Ενίσχυση με Μανδύες Ο/Σ**

Στο Σχήμα 47 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K19(0) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -218.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 58.2 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC, \text{targ}} = 0.42 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda = 0.14$ .

#### 4.6 Μέθοδος 6 - Ενίσχυση με ινοπλέγματα ανόργανης μήτρας με μονόπλευρο μανδύα

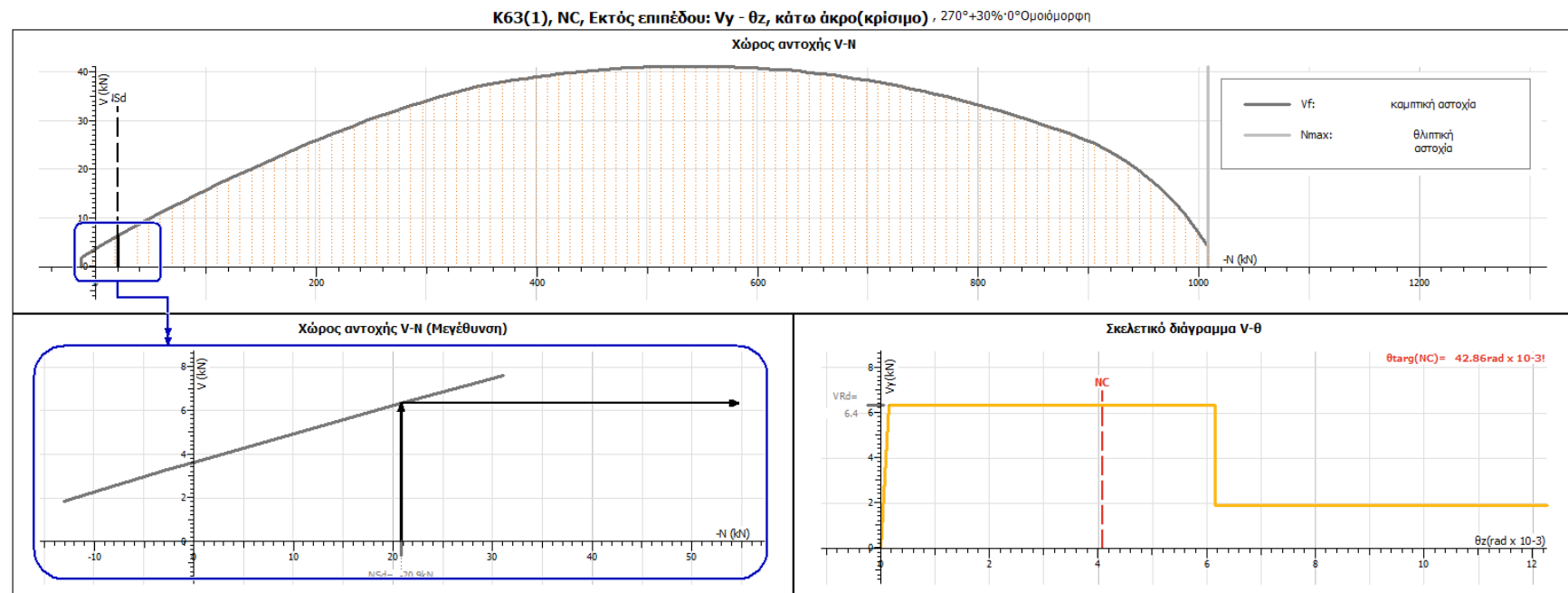
Στην προσομοίωση της ενίσχυσης με IAM θεωρήθηκε μονόπλευρος μανδύας, στην εσωτερική παρειά του τοίχου με ίδια μηχανικά χαρακτηριστικά όπως περιγράφηκαν στο κεφάλαιο 4.4. Οι αντοχές των πεσσών υπολογίζονται αυτόματα από το πρόγραμμα και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται παρακάτω με τους λόγους ανεπάρκειας των πεσσών:

Πίνακας 17. Λόγοι ανεπάρκειας πεσσών - Ενίσχυση με μονόπλευρο IAM

Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.03 (M)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.20 (M)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.09 (M)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		1.03!
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.05
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.13
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.11 (M)
K7(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.34 (M)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		0.54
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.46 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		0.16
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.49 (M)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		0.93
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.40 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.09 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.23
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.14 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.17 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.43 (M)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.38 (M)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		6.13!
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.61 (M)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.09
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.51 (M)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.51 (M)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.23
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.35 (M)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		9.99!
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.82 (M)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		3.30!
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.76 (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		4.66!
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.09 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		0.25
K18(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K18(0), εκτός επιπέδου, κ		0.11

K19(0), εντός επιπέδου, κ K19(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.03 (M)</u> <u>0.11</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ K20(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.06 (M)</u> <u>0.10</u>
K21(0), εντός επιπέδου, κ K21(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>9.99! (M)</u> <u>0.16</u>
K22(0), εντός επιπέδου, κ K22(0), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με μανδύα Ο/Σ	<u>0.04 (M)</u> <u>0.07</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ K32(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>6.30! (M)</u> <u>0.37</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ K34(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>3.96! (M)</u> <u>0.39 (T)</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ K36(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.10 (M)</u> <u>0.04</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ K56(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.44 (M)</u> <u>0.06</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ K58(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u> <u>0.34</u>
K59(1), εντός επιπέδου, κ K59(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.05 (M)</u> <u>9.34!</u>
K60(1), εντός επιπέδου, κ K60(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u> <u>9.99!</u>
K63(1), εντός επιπέδου, κ K63(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.19 (M)</u> <u>9.99!</u>
K71(1), εντός επιπέδου, κ K71(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.03 (M)</u> <u>0.56</u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ K72(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.06 (M)</u> -
K73(1), εντός επιπέδου, κ K73(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.19 (M)</u> -
K74(1), εντός επιπέδου, κ K74(1), εκτός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.15 (M)</u> -

Όπως φαίνεται στον Πίνακα 17 παρατηρείται βελτίωση στην συμπεριφορά πολλών από τους πεσσούς που εμφάνιζαν αστοχίες στην υφιστάμενη κατάσταση. Παρ'όλα αυτά η εφαρμογή μόνο αυτής της μεθόδου ενίσχυσης δεν επαρκεί αν και παρουσιάζονται θετικά αποτελέσματα, πόσο μάλλον στα υπέρθυρα που οι λόγοι ανέπαρκειας είναι όλοι μικρότεροι της μονάδας και ικανοποιεί τους ελέγχους.



#### Αντοχή - ικανότητα παραμόρφωσης τοιχοποιίας

Στη διαρροή:  $N_{sd} = -20.9 \text{ kN}$ ,  $V_{Rd} = 6.4 \text{ kN}$

$$V_{Rd} = V_f = 6.4 \text{ kN}$$

$$\rightarrow V_f = \frac{M_{Rd}}{H_{pvl}} = 6.4 \text{ kN}, \quad M_{Rd} : \text{ από ισορροπία διατομής}$$

$$\lambda_{NC} = \frac{\theta_{NC,targ}}{\theta_{NC,cap}} = \frac{42.86 \text{ ‰}}{4.09 \text{ ‰}} = \underline{\underline{9.99}}$$

$$\theta_{NC,cap} = 1.33 \cdot \theta_u / \gamma_{Rd} = 4.09 \text{ ‰} \quad (\mu_B > 1.5)$$

$$\rightarrow \theta_u = 6.15 \text{ ‰} = \theta_u \cdot 4/3$$

$$\rightarrow \gamma_{Rd} = 2.00$$

Σχήμα 48. Διάγραμμα αντοχής K63(1) - Ενίσχυση με μονόπλευρο IAM

Στο Σχήμα 48 περιγράφεται η αντοχή – ικανότητα παραμόρφωσης του πεσσού K63(1) εκτός επιπέδου από όπου προκύπτει ο λόγος ανεπάρκειας του πεσσού. Φαίνεται ότι κρίσιμη είναι η καμπτική αστοχία στην εκτός επιπέδου ανάλυση και για αξονικό φορτίο  $N_{sd} = -20.9 \text{ kN}$  προκύπτει αντοχή σε τέμνουσα  $V_{Rd} = 6.4 \text{ kN}$ . Σε όρους μετακίνησης η γωνία στροφής χορδής αντιστοιχεί σε  $\theta_{NC,targ} = 42.86 \text{ rad} \cdot 10^{-3}$  με την οποία γίνεται ο υπολογισμός του λόγου ανεπάρκειας σε  $\lambda > 9.99$ .

#### 4.7 Μέθοδος 7 - Ενίσχυση με κατασκευή διαφραγμάτων και ομογενοποίηση με ενέματα.

Θα γίνει προσπάθεια να συνδυαστούν οι προαναφερθέντες λύσεις ενισχύσεις ώστε να επιτευχθεί η βέλτιστη και πιο οικονομική λύση ενίσχυσης της διόροφης κατασκευής. Στο παρόν σενάριο θα κατασκευαστεί το δύσκαμπτο διάφραγμα και το διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος όπως αναφέρθηκε το κεφάλαιο 4.1. Στα σημεία που εμφανίστηκαν ανεπάρκειες και κατά συνέπεια αστοχίες θα εφαρμοστεί και η δεύτερη λύση ενίσχυσης της ομογενοποίησης με ενέματα ακριβώς όπως παρουσιάστηκε στο αντίστοιχο κεφάλαιο.

Προσομοιώνονται οι δύο ενισχύσεις και παρουσιάζονται στους Πίνακες 18 και 19 τα αποτελέσματα. Παρατηρείται ότι δεν επαρκεί ο συνδυασμός των δύο λύσεων και εμφανίζονται ανεπάρκειες σε κάποια στοιχεία της τοιχοποιίας.

Πίνακας 18. Λόγοι επάρκειας υπερθύρων – Συνδυασμός μεθόδων 1 και 3

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
Δ1.1(0), κ	Άοπλη	0.65 (V)
Δ1.4(0), κ	Άοπλη	0.72 (V)
Δ1.12(0), κ	Άοπλη	0.73 (V)
Δ1.15(0), κ	Άοπλη	0.61 (V)
Δ2.3(0), κ	Άοπλη	0.31 (V)
Δ2.6(0), κ	Άοπλη	0.43 (V)
Δ2.9(0), κ	Άοπλη	0.64 (V)
Δ3.4(0), κ	Άοπλη	0.13 (M)
Δ3.8(0), κ	Άοπλη	0.48 (V)
Δ4.3(0), κ	Άοπλη	0.71 (V)
Δ5.3(0), κ	Άοπλη	0.24 (V)
Δ6.3(0), κ	Άοπλη	0.35 (V)
Δ12.2(0), κ	Άοπλη	0.59 (V)
Δ24.2(0), κ	Άοπλη	0.77 (V)
Δ1.3(1), κ	Άοπλη	0.71 (V)
Δ1.6(1), κ	Άοπλη	0.76 (V)
Δ1.10(1), κ	Άοπλη	0.03 (V)
Δ1.13(1), κ	Άοπλη	0.06 (M)
Δ1.16(1), κ	Άοπλη	0.03 (V)
Δ1.20(1), κ	Άοπλη	9.99! (V)
Δ1.23(1), κ	Άοπλη	9.99! (V)
Δ2.3(1), κ	Άοπλη	0.97 (V)
Δ2.6(1), κ	Άοπλη	0.13 (V)
Δ2.9(1), κ	Άοπλη	0.11 (V)
Δ2.12(1), κ	Άοπλη	0.93 (V)
Δ3.3(1), κ	Άοπλη	0.05 (V)
Δ3.6(1), κ	Άοπλη	0.07 (V)
Δ3.10(1), κ	Άοπλη	0.22 (V)
Δ3.14(1), κ	Άοπλη	0.33 (V)
Δ3.17(1), κ	Άοπλη	0.03 (V)
Δ4.3(1), κ	Άοπλη	1.82! (V)
Δ4.6(1), κ	Άοπλη	0.09 (V)
Δ4.9(1), κ	Άοπλη	0.08 (V)
Δ4.12(1), κ	Άοπλη	0.84 (V)

Πίνακας 19. Λόγοι επάρκειας πεσσών - Συνδυασμός μεθόδων 1 και 3

Μέλος, δευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.13 (V)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	2.08! (V)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.09 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.10 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.39 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (V)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.14 (V)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.04 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		1.06!
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (V)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.46 (M)
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.12 (V)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.91 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		0.01
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.15 (V)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	1.01! (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.10 (V)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.05
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.19 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.30 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.13 (V)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.15 (V)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		1.39!
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.25 (V)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.34 (V)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		1.19!
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.20 (V)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.27
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.27 (V)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		1.26!
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.12 (V)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	9.99! (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		1.22!
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.05 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.14 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	0.10 (V)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		0.10

K18(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.05 (V)</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.06 (V)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.03</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.09 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.05</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.19 (M)</u>
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.21</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.21 (M)</u>
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.23</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.48 (M)</u>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.33</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u><b>1.01! (M)</b></u>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.25 (V)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<u><b>1.17!</b></u>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.34 (V)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<u><b>2.56!</b></u>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.25 (V)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<u><b>1.97!</b></u>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.50 (V)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.78</u>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.23 (V)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<u><b>2.44!</b></u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Άσπλη	<u>0.01 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-

#### 4.8 Μέθοδος 8 - Ενίσχυση με κατασκευή διαζώματων και μανδύες με IAM.

Στην συνέχεια θα παρουσιαστεί ένα σενάριο ενίσχυσης όπου θα κατασκευαστεί το δύσκαμπτο διάφραγμα και το διάζωμα οπλισμένου σκυροδέματος όπως αναφέρθηκε το κεφάλαιο 4.1. Ακόμη, θα εφαρμοστεί και η λύση ενίσχυσης με μανδύες από ινοπλοπλέγματα με ανόργανη μήτρα όπως παρουσιάστηκε στο κεφάλαιο 4.6. Οι μανδύες από IAM θα είναι μονόπλευροι και θα τοποθετηθούν στη εσωτερική παρειά της τοιχοποιίας.

Προσομοιώνονται οι δύο ενισχύσεις στο μοντέλο και παρουσιάζονται παρακάτω στους πίνακες 20 και 21 τα αποτελέσματα. Παρατηρείται το κτίριο συμπεριφέρεται ιδανικά σε ενδεχόμενη σεισμική κίνηση και όλα τα στοιχεία που απαρτίζουν τη φέρουσα τοιχοποιία δεν εμφανίζουν αστοχίες. Η μέθοδος 8 αποτελεί τη βέλτιστη λύση καθώς το κτίριο επαρκεί στους ελέγχους και ταυτόχρονα διατηρείται ο χαρακτήρας της κατασκευής. Καθώς, δεν θα γίνει κάποια επέμβαση στις όψεις της κατασκευής με αποτέλεσμα να παραμείνει ο παραδοσιακός χαρακτήρας της κατασκευής.

Πίνακας 20. Λόγοι επάρκειας υπέρθυρων – Συνδυασμός μεθόδων 1 και 6

Μέλος, Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC λ
Δ1.1(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.05 (V)
Δ1.4(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ1.12(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.05 (V)
Δ1.15(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ2.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (V)
Δ2.6(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.04 (V)
Δ2.9(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.03 (V)
Δ3.4(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.08 (M)
Δ3.8(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ4.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.08 (V)
Δ5.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ6.3(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ12.2(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.05 (M)
Δ24.2(0), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.08 (V)
Δ1.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ1.10(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ1.13(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.16(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (V)
Δ1.20(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ1.23(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ2.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ2.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ2.9(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ2.12(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)
Δ3.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ3.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (V)
Δ3.10(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.01 (M)
Δ3.14(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (V)
Δ3.17(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (V)
Δ4.3(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.03 (M)
Δ4.6(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (M)
Δ4.9(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.00 (M)
Δ4.12(1), κ	Αμφίπλ. μανδύας Ο/Σ	0.02 (M)

Πίνακας 21. Λόγοι επάρκειας πεσσών - Συνδυασμός μεθόδων 1 και 6

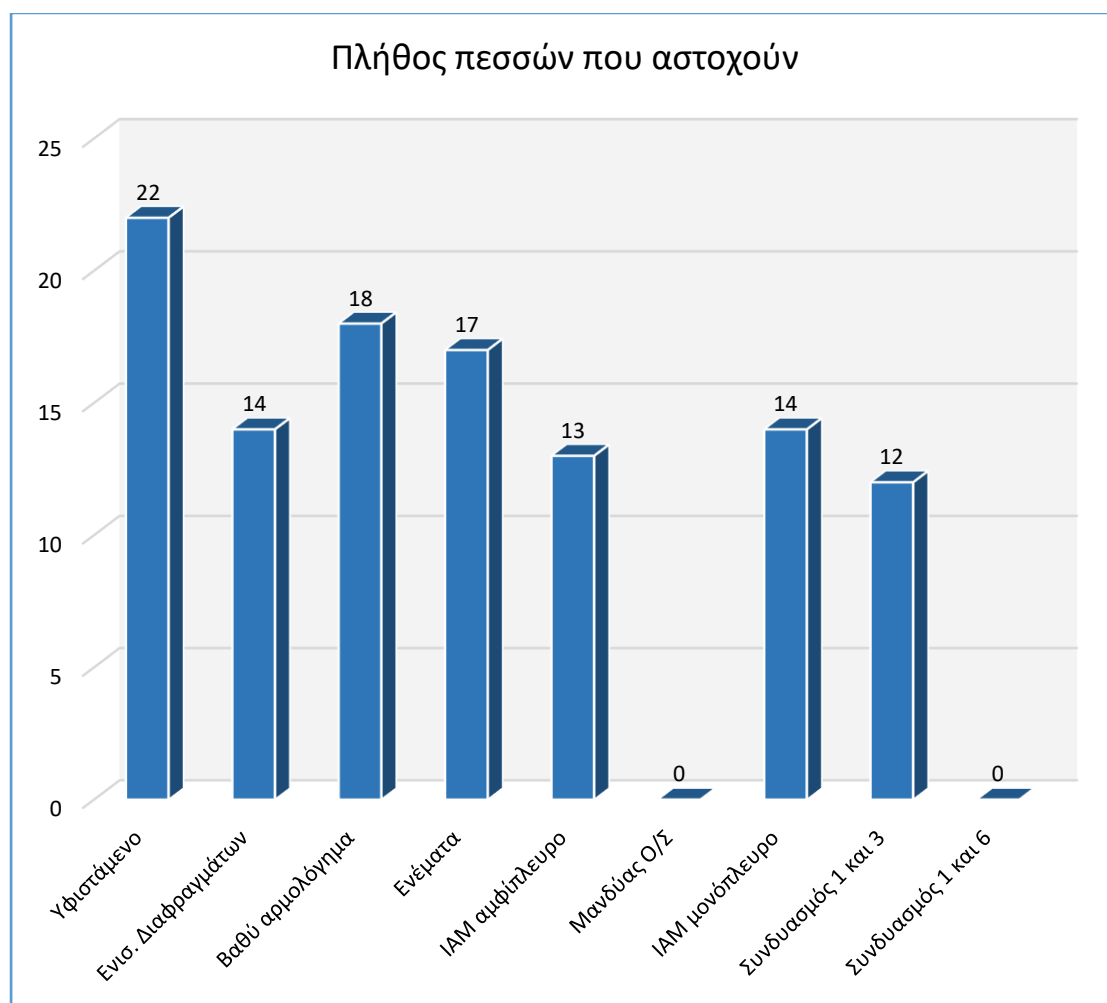
Μέλος, διευθ., Κύριο/Δευτ. Σ. Μ.	Τύπος	NC Λ
K1(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K1(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K1(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.67 (M)
K2(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (V)
K2(0), εκτός επιπέδου, κ		0.01
K3(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.02 (M)
K3(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K3(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.34 (M)
K3(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K4(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.07 (M)
K4(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K5(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K5(0), εκτός επιπέδου, κ		0.04
K5(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (V)
K5(1), εκτός επιπέδου, κ		0.12
K6(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (V)
K6(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K7(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K7(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K7(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.35 (M)
K8(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.22 (M)
K8(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K8(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.50 (M)
K8(1), εκτός επιπέδου, κ		0.01
K9(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.25 (M)
K9(0), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K9(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.59 (M)
K9(1), εκτός επιπέδου, κ		0.02
K10(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.07 (M)
K10(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K11(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K11(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K11(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K11(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K12(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.14 (M)
K12(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K12(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.16 (M)
K12(1), εκτός επιπέδου, κ		0.38
K13(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.15 (M)
K13(0), εκτός επιπέδου, κ		0.03
K13(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.08 (M)
K13(1), εκτός επιπέδου, κ		0.34
K14(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.16 (M)
K14(0), εκτός επιπέδου, κ		0.24
K14(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.07 (M)
K14(1), εκτός επιπέδου, κ		0.33
K15(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.15 (M)
K15(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06
K15(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.11 (M)
K15(1), εκτός επιπέδου, κ		0.26
K16(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.06 (M)
K16(0), εκτός επιπέδου, κ		-
K16(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.04 (M)
K16(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K17(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	0.05 (M)
K17(0), εκτός επιπέδου, κ		0.06

K18(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u>
K19(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.06 (M)</u>
K19(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.02</u>
K20(0), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.05 (V)</u>
K20(0), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.03</u>
K32(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.05 (M)</u>
K32(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.08</u>
K34(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.05 (M)</u>
K34(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.08</u>
K36(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.24 (M)</u>
K36(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.02</u>
K56(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.52 (M)</u>
K56(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.01</u>
K58(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u>
K58(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.51</u>
K59(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.06 (M)</u>
K59(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.28</u>
K60(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u>
K60(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.25</u>
K63(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.15 (M)</u>
K63(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.10</u>
K71(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.04 (M)</u>
K71(1), εκτός επιπέδου, κ		<u>0.61</u>
K72(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.00 (M)</u>
K72(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K73(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.01 (M)</u>
K73(1), εκτός επιπέδου, κ		-
K74(1), εντός επιπέδου, κ	Ενίσχυση με IAM	<u>0.00 (M)</u>
K74(1), εκτός επιπέδου, κ		-

#### 4.9 Σύγκριση μεθόδων ενίσχυσης

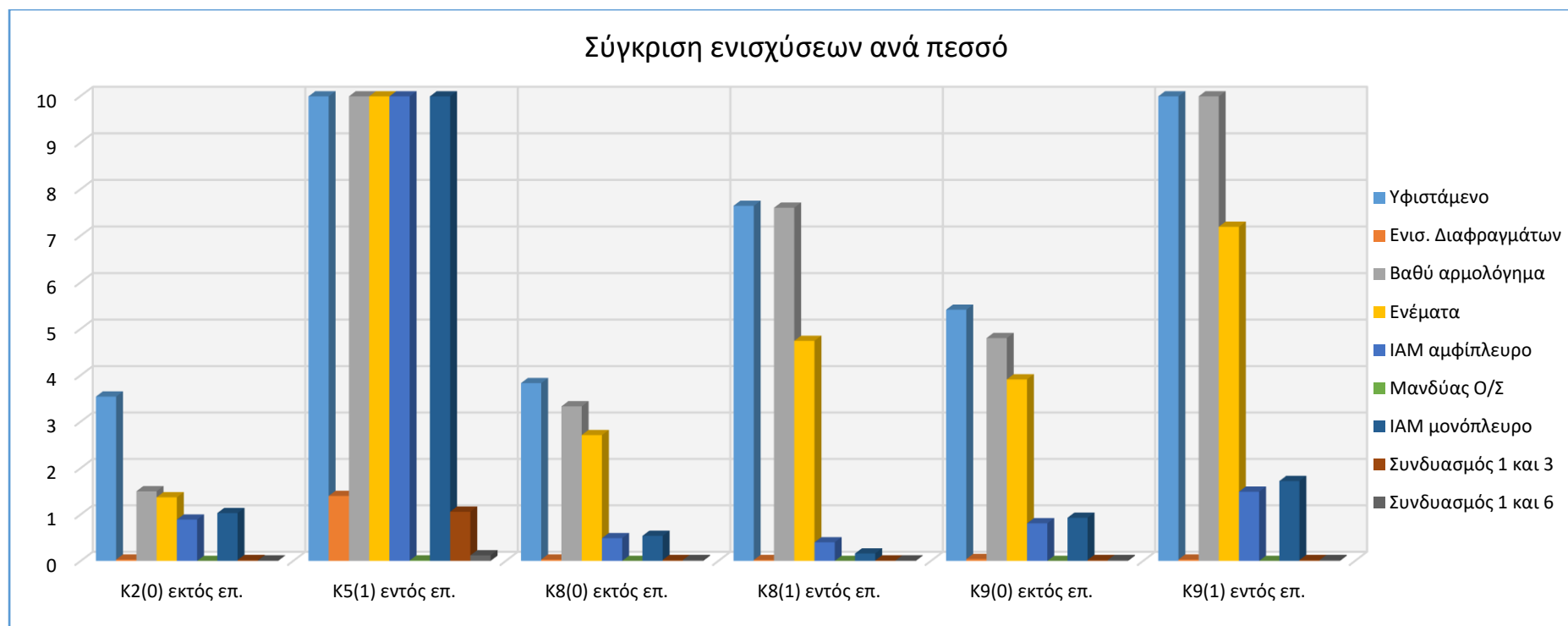
Στο παρόν κεφάλαιο θα γίνει σύγκριση των μεθόδων ενίσχυσης 1 έως και 8 που περιγράφηκαν στα προηγούμενα κεφάλαια. Σκοπός είναι η ερμηνεία της αποτελεσματικότητας στην βελτίωση της φέρουσας ικανότητας του φορέα για κάθε ενίσχυση που εξετάστηκε. Ακόμη, πέρα από την αποτελεσματικότητα των μεθόδων, θα εξεταστεί και η παράμετρος του κόστους κατασκευής/ενίσχυσης όλων όσων προτάθηκαν.

Στο Σχήμα 49 παρουσιάζεται το πλήθος των πεσσών που αστοχούν κάθε φορά που εξετάζεται ένα διαφορετικό σενάριο μεθόδου ενίσχυσης. Όπως φαίνεται, από την υφιστάμενη κατάσταση την βέλτιστη ενίσχυση προσφέρουν οι μέθοδος 5 με τους μανδύες οπλισμένου σκυροδέματος και η μέθοδος 8 με τον συνδυασμό των ενισχύσεων των διαφραγμάτων και την προσθήκη μονόπλευρου μανδύα. Αντίθετα, οι λιγότερο αποδοτικές ενισχύσεις είναι η μέθοδος ενίσχυσης 2 με βαθύ αρμολόγημα και η μέθοδος ενίσχυσης 4 με τα ενέματα.



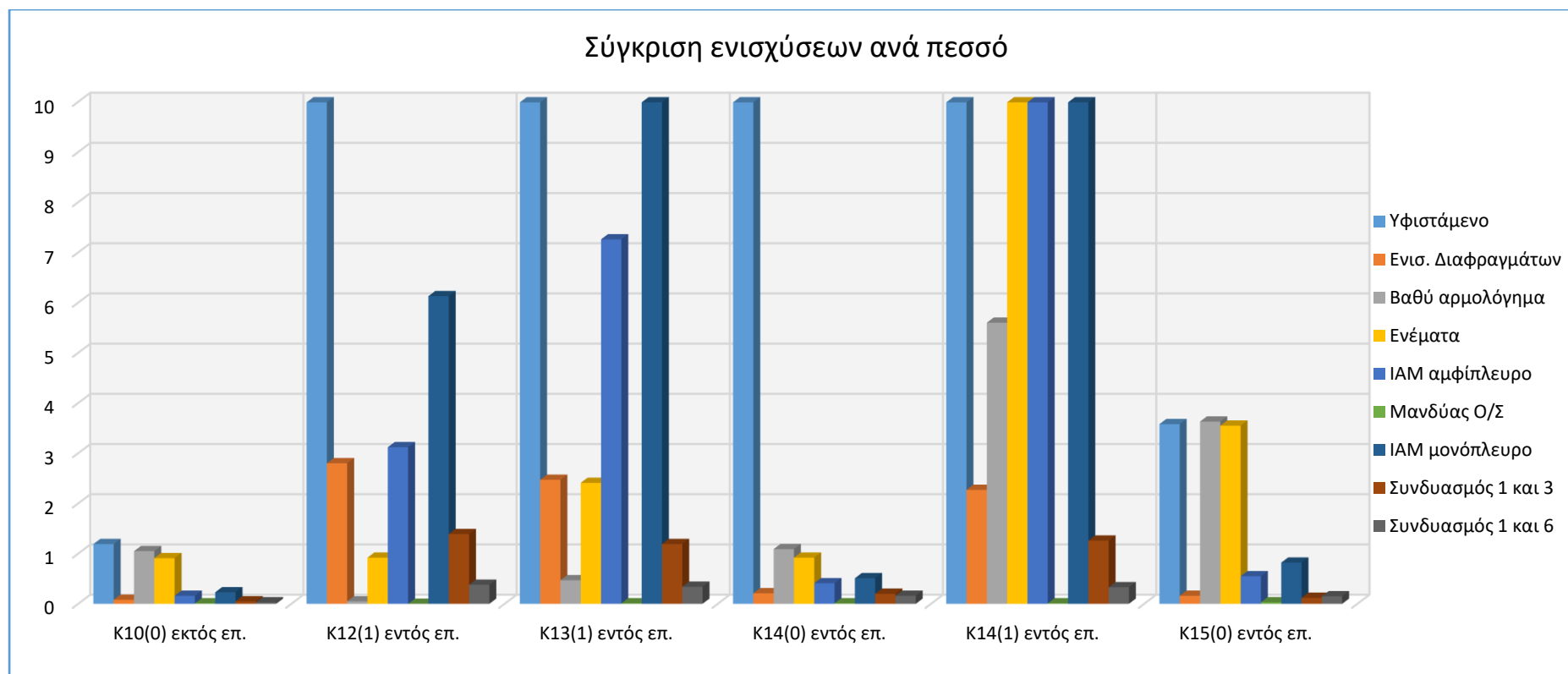
Σχήμα 49. Σύγκριση αποτελεσματικότητας μεθόδων ενίσχυσης.

Στην συνέχεια παρουσιάζεται στα σχήματα 50 έως και 53 η συμπεριφορά στις ενισχύσεις των 22 πεσσών που αστοχούν εξ αρχής στην υφιστάμενη κατάσταση.



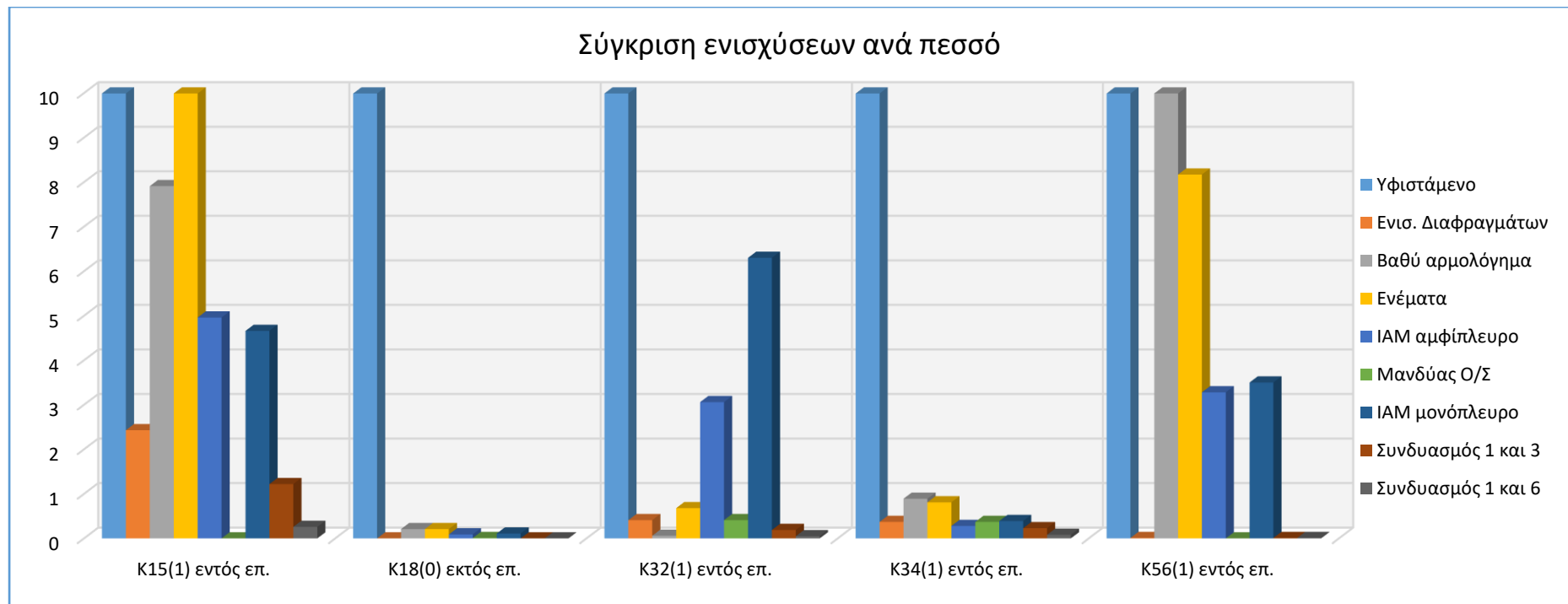
Σχήμα 50. Συμπεριφορά πεσσών K2(0), K5(1), K8(0), K8(1), K9(0) και K9(1) στις μεθόδους ενίσχυσης

Στο Σχήμα 50 παρατηρείται η αποδοτικότητα των ενισχύσεων στους πεσσούς που αστόχησαν στην μελέτη στατικής επάρκειας της υφιστάμενης κατάστασης. Οι πεσσοί K2(0), K8(0), K8(1) και K9(0) εμφανίζουν την ίδια συμπεριφορά αφού ανταποκρίνονται πολύ θετικά στις ενισχύσεις 1,4,5,6,7,8. Ωστόσο, στις ενισχύσεις 2 και 3 εμφανίζουν μία μικρή βελτίωση των λόγων ανεπάρκειας που παραμένει μεγαλύτερος της μονάδας και δεν ικανοποιεί τον έλεγχο. Οι πεσσοί K5(1) και K9(1) ανταποκρίνονται θετικά μόνο στις ενισχύσεις 5,7 και 8.



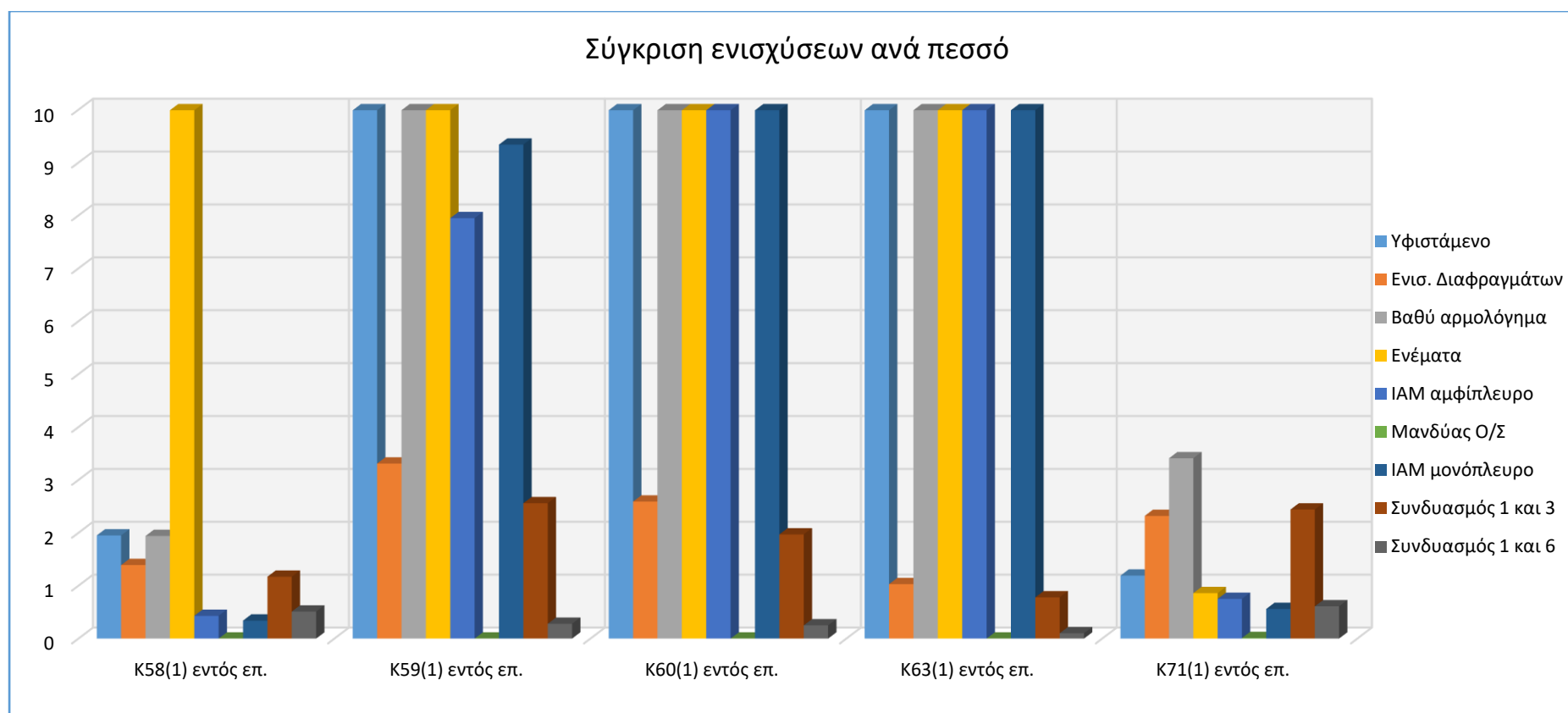
**Σχήμα 51. Συμπεριφορά πεσσών K10(0), K12(1), K13(1), K14(0), K14(1) και K15(0) στις μεθόδους ενίσχυσης**

Στο Σχήμα 51 παρατηρείται η αποδοτικότητα των ενισχύσεων στους πεσσούς που αστόχησαν στην μελέτη στατικής επάρκειας της υφιστάμενης κατάστασης. Οι πεσσοί K10(0) και K14(0) έχουν λόγο ανεπάρκειας μικρότερο της μονάδας σε όλα τα σενάρια ενισχύσεων και επαρκούν τους ελέγχους. Οι υπόλοιποι πεσσοί αντιδρούν διαφορετικά στα σενάρια ενίσχυσης, όπου παρατηρείται μεγάλη ποσοτική βελτίωση των λόγων επάρκειας στο σενάριο της ενίσχυσης με διαζώματα χωρίς όμως να επαρκούν τους ελέγχους σε κάθε περίπτωση. Επίσης, χαρακτηριστική είναι η αποδοτικότητα των μεθόδων ενίσχυσης με τους μανδύες Ο/Σ και της συνδυαστικής μεθόδου 8 με την ενίσχυση των διαφραγμάτων συνδυαστικά με την κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM.



Σχήμα 52. Συμπεριφορά πεσσών K15(1), K18(0), K32(1), K34(1) και K56(1) στις μεθόδους ενίσχυσης

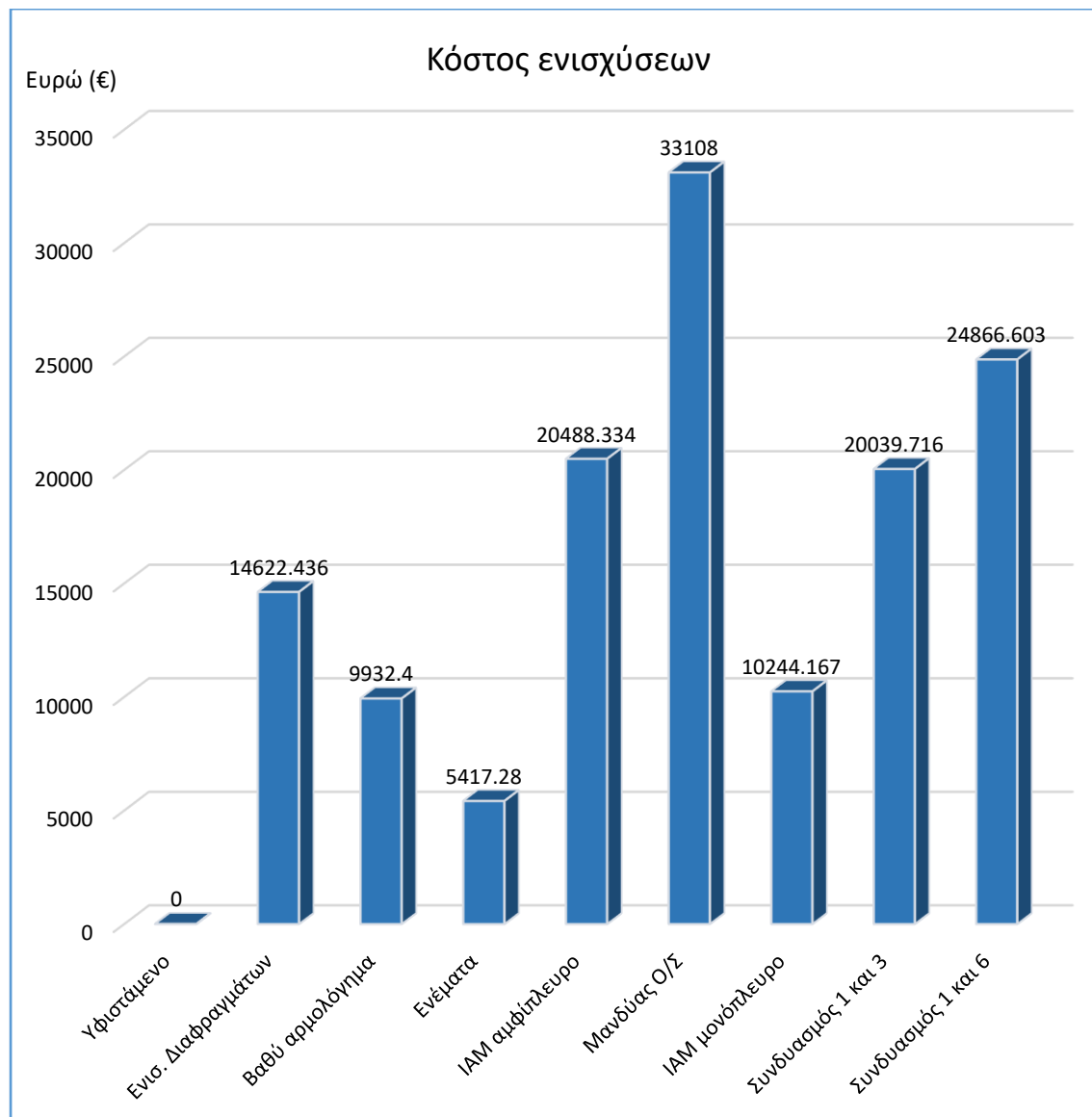
Στο Σχήμα 52 παρατηρείται η αποδοτικότητα των ενισχύσεων στους πεσσούς που αστόχησαν στην μελέτη στατικής επάρκειας της υφιστάμενης κατάστασης. Οι πεσσοί K18(0) και K34(1) έχουν λόγο ανεπάρκειας μικρότερο της μονάδας σε όλα τα σενάρια ενισχύσεων και επαρκούν τους ελέγχους. Οι υπόλοιποι πεσσοί αντιδρούν διαφορετικά στα σενάρια ενίσχυσης, όπου παρατηρείται μεγάλη ποσοτική βελτίωση των λόγων επάρκειας στο σενάριο της ενίσχυσης με διαζώματα χωρίς όμως να επαρκούν τους ελέγχους σε κάθε περίπτωση. Επίσης, χαρακτηριστική είναι η αποδοτικότητα των μεθόδων ενίσχυσης με τους μανδύες Ο/Σ και της συνδυαστικής μεθόδου 8 με την ενίσχυση των διαφραγμάτων συνδυαστικά με την κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM.



**Σχήμα 53. Συμπεριφορά πεσσών K58(1), K59(1), K60(1), K63(1) και K71(1) στις μεθόδους ενίσχυσης**

Στο Σχήμα 53 παρατηρείται ότι οι πεσσοί αντιδρούν διαφορετικά στα σενάρια ενίσχυσης, όπου εμφανίζεται μεγάλη ποσοτική βελτίωση των λόγων επάρκειας στο σενάριο της ενίσχυσης με διαζώματα χωρίς όμως να επαρκούν τους ελέγχους σε κάθε περίπτωση. Επίσης, χαρακτηριστική είναι η αποδοτικότητα των μεθόδων ενίσχυσης με τους μανδύες Ο/Σ και της συνδυαστικής μεθόδου 8 με την ενίσχυση των διαφραγμάτων συνδυαστικά με την κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM.

Στην συνέχεια θα παρουσιαστεί ένας ενδεικτικός προϋπολογισμός για την εφαρμογή των οκτώ μεθόδων ενίσχυσης. Το κόστος των ενισχύσεων υπολογίστηκε σύμφωνα με τις τιμές των ενιαίων τιμολογίων έργων του Υπουργείου Υποδομών και Μεταφορών και συγκεκριμένα της Γενικής Γραμματείας Υποδομών.



Σχήμα 54. Κόστος Ενισχύσεων

Όπως περιγράφεται στο σχήμα 54, το μεγαλύτερο κόστος ενίσχυσης εμφανίζεται στην μέθοδο ενίσχυσης με μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Στην συνέχεια ο συνδυασμός των μεθόδων 1 και 6 έχει το υψηλότερο κόστος κατασκευής. Από την στιγμή που η επάρκεια του κτιρίου επιτυγχάνεται μόνο με αυτές τις δύο μεθόδους, η βέλτιστη οικονομοτεχνική λύση αποδεικνύεται η μέθοδος 8 με την ενίσχυση διαφραγμάτων και την κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM.

## Συμπεράσματα

Στην παρούσα διπλωματική εργασία πραγματοποιήθηκε αποτίμηση της στατικής επάρκειας ενός παραδοσιακού λίθινου κτιρίου που αποτελούσε το δημοτικό σχολείο της περιοχής των Ψαράδων στον Δήμο Πρεσπών. Παρουσιάζεται η αποτύπωση της υφιστάμενης κατάστασης της κατασκευής, αναλύεται η σύνθεση και η στατική λειτουργία του φορέα και οι βλάβες που έχουν εμφανιστεί. Η ανάλυση της κατασκευής εκτελέστηκε με την μέθοδο μη γραμμικής ανάλυσης «Pushover» με την βοήθεια του λογισμικού FespaT. Με αυτήν την μέθοδο ανάλυσης εξετάστηκε η υφιστάμενη κατάσταση του κτιρίου και 8 διαφορετικά σενάρια ενίσχυσης του φορέα. Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα συμπεράσματα που προέκυψαν από τις αναλύσεις και την σύγκριση των αποτελεσμάτων.

Η ανάλυση της υφιστάμενης κατάστασης εμφάνισε ανεπάρκειες σε 22 από τους 44 πεσσούς και στα 13 από τα 35 υπέρθυρα της κατασκευής, κρίνοντας ότι το κτίριο δεν επαρκεί στην αντιμετώπιση του σεισμού σχεδιασμού.

Η πρώτη μέθοδος ενίσχυσης που εξετάστηκε ήταν η κατασκευή διαζωμάτων και διαφραγμάτων. Σκοπός ήταν η συνολική βελτίωση της στατικής λειτουργίας της κατασκευής και η συμμετοχή όλων των πεσσών στην αντιμετώπιση της σεισμικής διέγερσης. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης έδειξαν σαφώς βελτιωμένη εικόνα αλλά όχι σε τέτοιο βαθμό ώστε η κατασκευή να επαρκεί τον έλεγχο. Οι λόγοι ανεπάρκειας μειώθηκαν σημαντικά με 14 στους 44 πεσσούς να αστοχούν και οι τιμές να έχουν μειωθεί αρκετά από την ανάλυση της υφιστάμενης κατάστασης. Οπότε, το πρώτο σενάριο ενίσχυσης δεν επαρκεί από μόνο του για την ενίσχυση του κτιρίου, αλλά εμφανίζει συνολικά βελτιωμένη εικόνα και θα μπορούσε να χρησιμοποιηθεί συνδυαστικά με άλλη μέθοδο.

Η δεύτερη μέθοδος ενίσχυσης αποτελούσε το βαθύ αρμολόγημα. Στην περίπτωση του εξεταζόμενου κτιρίου, το κονίαμα αποτελείται από πηλό το οποίο είναι πολύ χαμηλής αντοχής, αυτό καθιστά αναγκαίο να βελτιωθούν τα μηχανικά χαρακτηριστικά του κονιάματος. Τα αποτελέσματα που προέκυψαν από την ανάλυση εμφάνισαν μεν μικρή βελτίωση αλλά δεν επαρκούσαν σε καμία περίπτωση για την πλήρη ενίσχυση του φορέα. Επίσης, το εξεταζόμενο κτίριο αποτελείται από τοίχους μεγάλους πάχους με μέση τιμή περίπου 60 εκατοστά. Για αυτόν τον λόγο το βαθύ αρμολόγημα δεν ενδείκνυται ως λύση ενίσχυσης καθώς βελτιώνει μικρό μερίδιο από τον όγκο του τοίχου. Έτσι ως τρίτο σενάριο προκρίθηκε η ταυτόχρονη εφαρμογή ενεμάτων με ομογενοποίηση της μάζας του τοίχου. Τα αποτελέσματα της ανάλυσης δεν εμφάνισαν μεγαλύτερες βελτιώσεις που να καθιστούν την εφαρμογή ενεμάτων ως πιθανή λύση ενίσχυσης.

Η τέταρτη μέθοδος ενίσχυσης που εξετάστηκε ήταν η κατασκευή μανδύων IAM και στις δύο πλευρές των τοίχων. Παρουσιάστηκε ιδιαίτερα μεγάλη ποσοτική και ποιοτική βελτίωση στους πεσσούς της κατασκευής, καθώς αστόχησαν 13 στους 44, με εμφανώς μικρότερους λόγους ανεπάρκειας. Όμως από μόνη της δεν αποτέλεσε ικανή μέθοδο ενίσχυσης της κατασκευής.

Στην συνέχεια εξετάστηκε η πέμπτη μέθοδος ενίσχυσης, η κατασκευή αμφίπλευρου μανδύα οπλισμένου σκυροδέματος. Οι λόγοι ανεπάρκειας βελτιώθηκαν στο σύνολο τους και το κτίριο ικανοποιούσε τον έλεγχο επάρκειας. Η πρόταση ενίσχυσης παρ'όλο που παρουσίασε μία συνολική λύση για την επάρκεια του κτιρίου έχει το μειονέκτημα της καταστροφής του παραδοσιακού χαρακτήρα της κατασκευής και ταυτόχρονα αποτελεί μία αντιοικονομική επέμβαση.

Με στόχο την εύρεση της βέλτιστης οικονομοτεχνικής πρότασης επέμβασης και ταυτόχρονα την διατήρηση της παραδοσιακής αρχιτεκτονικής της κατασκευής, εξετάστηκε το έκτο σενάριο ενίσχυσης, η κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM στην εσωτερική πλευρά του τοίχου. Η μέθοδος ενίσχυσης όπως αναμενόταν δεν ενίσχυσε την κατασκευή ώστε να παρουσιάσει επάρκεια στους ελέγχους, Παρ'όλα αυτά παρουσίασε ελαφρώς χειρότερα αποτελέσματα από την τέταρτη πρόταση ενίσχυσης, τον αμφίπλευρο μανδύα IAM. Έτσι, αποδείχθηκε ότι ο μονόπλευρος μανδύας IAM μπορεί να χρησιμοποιηθεί συνδυαστικά με άλλη πρόταση ενίσχυσης μειώνοντας σημαντικά το κόστος κατασκευής.

Από την στιγμή που οι προτάσεις ενίσχυσης δεν αποτέλεσαν ικανή μέθοδο ενίσχυσης, κρίνεται απαραίτητος ο συνδυασμός των σεναρίων με σκοπό την εύρεση της βέλτιστης οικονομοτεχνικής λύσης. Ως πρώτη συνδυαστική λύση προτάθηκε το έβδομο σενάριο ενίσχυσης, η δημιουργία διαφραγμάτων και διαζωμάτων της πρώτης μεθόδου και το τρίτο σενάριο ενίσχυσης με την εφαρμογή ενεμάτων με ομογενοποίηση της μάζας. Από την ανάλυση προέκυψε ότι δεν μπορεί να προκριθεί ως λύση ενίσχυσης. Παραμένουν 14 πεσσοί που εμφανίζουν λόγους ανεπάρκειας μεγαλύτερους της μονάδας και κατά συνέπεια δεν επαρκούν τον έλεγχο ασφάλειας.

Τέλος, παρουσιάστηκε η όγδοη μέθοδος ενίσχυσης που συνδυάζει την πρώτη και την έκτη. Η δημιουργία διαφραγμάτων και διαζωμάτων και ταυτόχρονα η κατασκευή μονόπλευρου μανδύα IAM προκρίθηκε ως η βέλτιστη οικονομοτεχνική λύση, καθώς κανένα στοιχείο του κτιρίου δεν εμφάνισε αστοχία, οι λόγοι ανεπάρκειας ήταν μικρότεροι της μονάδας με αποτέλεσμα την επάρκεια της κατασκευής στους ελέγχους. Ταυτόχρονα δεν θα γίνει κάποια επέμβαση στις όψεις της κατασκευής με αποτέλεσμα να παραμείνει ο παραδοσιακός χαρακτήρας της κατασκευής.

## **ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ**

1. **Κωνσταντίνος, Σπυράκος.** *Κατασκευές από Τοιχοποιία - Αποτίμηση και επεμβάσεις για σεισμικά φορτία.* Αθήνα : Εκδόσεις Εργονόμος ΙΚΕ, 2019.
2. **Τάσιος, Θ.Π.** *Η Μηχανική της Τοιχοποιίας.* Αθήνα : Εκδόσεις Συμμετρία Ε.Μ.Π., 1992.
3. **Ιγνατάκης Χ., Στυλιανίδης Κ.** *Κατασκευές από φέρουσα τοιχοποιία: Κανονισμός - Βλάβες - Αποκατάσταση.* Θεσσαλονίκη : Εκδόσεις ΤΕΕ Κεντρικής Μακεδονίας, 2009.
4. **Βιντζηλαίου Ε., Δημοσθένους Μ., Δρίτσος Σ., Θεοδωράκης Σ., Κρεμέζης Π., Λεκίδης Β., Σπανός Χ., Στυλιανίδης Κ., Χρονόπουλος Μ.** *Συστάσεις για προσεισμικές και μετασεισμικές επεμβάσεις σε κτίρια.* 2001.
5. **Κανονισμός για Αποτίμηση και Δομητικές Επεμβάσεις Τοιχοποιίας (ΚΑΔΕΤ).** 2022.
6. **Εθνικό Κείμενο Εφαρμογής του Ευρωκώδικα ENV 1996-1-1/1995.**
7. **Βιντζηλαίου Ελ., Καραντώνη Φ., Στυλιανίδης.** *Εισαγωγή στον Ευρωκώδικα 6 EN1996. σ.λ. : Βιβλιοθήκη ΤΕΕ.*
8. **EC-6, EN 1996-1-1:2006.** *Σχεδιασμός Κατασκευών από τοιχοποιία, Μέρος 1-1, Γενικά κονιάματα για οπλισμένες και άοπλες κατασκευές από τοιχοποιία.*
9. **Βέρρας Δ., Βιντζηλαίου Ε., Τριανταφύλλου Α.** *Αποτίμηση Σεισμικών Βλαβών, Επισκευές και Ενισχύσεις Παραδοσιακών και Μνημειακών Κτιρίων.* Πάτρα : Ελληνικό Ανοικτό Πανεπιστήμιο, 2004.
10. **Σπυράκος Κ., Τουλιάτος Π., Πατσιλίβας Δ., Πελέκης Γ., Χαμπεσής Α., Μανιατάκης Χ.Α.** *Ανάλυση κτιρίου από φέρουσα τοιχοποιία για σεισμό εγγύς - πεδίου και προτάσεις επεμβάσεων. Τεχνικά Χρονικά. Επιστημονική Έκδοση ΤΕΕ, 2006.*
11. **Φ., Καραντώνη.** *Κατασκευές από τοιχοποιία, σχεδιασμός και επισκευές.* Αθήνα : Εκδόσεις Παπασωτηρίου, 2012.