



**ΑΡΙΣΤΟΤΕΛΕΙΟ ΠΑΝΕΠΙΣΤΗΜΙΟ ΘΕΣΣΑΛΟΝΙΚΗΣ - ΠΟΛΥΤΕΧΝΙΚΗ ΣΧΟΛΗ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ**

**ΤΟΜΕΑΣ ΕΠΙΣΤΗΜΗΣ ΚΑΙ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΑΣ ΤΩΝ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΤΩΝ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ**

Ερευνητικό Πρόγραμμα

Εκπόνηση έρευνας για την συντήρηση, ενίσχυση, ανακατασκευή και ανάδειξη παραδοσιακών λίθινων κατασκευών μεταξύ των οποίων και παραδοσιακών λίθινων γεφυρών.

Κατάθεση προκαταρκτικών διερευνητικών προτάσεων καθώς και τελικών προτάσεων για την υλοποίηση της ανασύλωσης – ανακατασκευής της «Πέτρινης Γέφυρας του Πασά»

Β' ΤΕΥΧΟΣ

ΔΙΕΡΕΥΝΗΣΗ ΔΟΜΙΚΗΣ ΣΥΜΠΕΡΙΦΟΡΑΣ

ΑΠΟΤΙΜΗΣΗ ΦΕΡΟΥΣΑΣ ΙΚΑΝΟΤΗΤΑΣ

ΔΙΑΣΤΑΣΙΟΛΟΓΗΣΗ ΑΠΑΙΤΟΥΜΕΝΩΝ ΕΝΙΣΧΥΤΙΚΩΝ ΜΕΤΡΩΝ

Το ερευνητικό έργο εκτελείται από το
Εργαστήριο Πειραματικής Αντοχής Υλικών και Κατασκευών (Ε.Π.Α.Υ.Κ.)
του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (Α.Π.Θ.)
με χρηματοδότηση από την Περιφέρεια Δυτικής Μακεδονίας (Π.Δ.Μ.)
υπό την αιγίδα του Υπουργείου Πολιτισμού και Αθλητισμού (ΥΠ.ΠΟ.Α.)

ΣΕΠΤΕΜΒΡΙΟΣ 2023

Ερευνητικό Πρόγραμμα

Εκπόνηση έρευνας για την συντήρηση, ενίσχυση, ανακατασκευή και ανάδειξη παραδοσιακών λίθινων κατασκευών μεταξύ των οποίων και παραδοσιακών λίθινων γεφυρών.

Κατάθεση προκαταρκτικών διερευνητικών προτάσεων καθώς και τελικών προτάσεων για την υλοποίηση της ανασύλωσης – ανακατασκευής της «Πέτρινης Γέφυρας του Πασά»

Επιστημονικώς Υπεύθυνοι

Γεώργιος Χ. Μάνος, Ομότιμος Καθηγητής Α.Π.Θ.
Κωνσταντίνος Κατάκαλος, Αναπληρωτής Καθηγητής Α.Π.Θ.

Σύνθεση Ερευνητικής Ομάδας

Δομοστατικοί Μηχανικοί

Λάμπρος Κωτούλας
Λάζαρος Μελίδης
Δημήτριος Μπαρές
Αλέξανδρος Χόρτης
Κατερίνα Κουκουβίκη

Αρχιτέκτονες Μηχανικοί

Ιωάννης Μούρτος
Ιορδάνης Σιναμίδης
Σταύρος Απότσος
Δημοσθένης Σάκκος

Τοπογράφοι Μηχανικοί

Ευστράτιος Στυλιανίδης
Ελένη Καραχάλιου
Ιωάννης Ταβαντζής
Ιωάννης Γιάνναρης

Μηχανικοί Δομικών Υλικών

Μαρία Στεφανίδου
Θεανώ Κόλτσου

Γεωτεχνικοί Μηχανικοί

Χρήστος Αναγνωστόπουλος
Γεωδυναμική

Υδραυλικοί Μηχανικοί

Κ.Α. Κατσιφαράκης
Ιωάννης Κοντός
Ηρακλής Νικολέτος

Αρχαιολόγοι

Κλεονίκη Κυρκοπούλου

Το ερευνητικό έργο εκτελείται από το
Εργαστήριο Πειραματικής Αντοχής Υλικών και Κατασκευών (Ε.Π.Α.Υ.Κ.)
του Αριστοτελείου Πανεπιστημίου Θεσσαλονίκης (Α.Π.Θ.)
με χρηματοδότηση από την Περιφέρεια Δυτικής Μακεδονίας (Π.Δ.Μ.)
υπό την αιγίδα του Υπουργείου Πολιτισμού και Αθλητισμού (ΥΠ.ΠΟ.Α.)



ΤΟΝ ΟΧΛΟΝ ΣΥΝΟΔΕΥΕΙ
ΑΡΘ. ΠΡΩΤ. 266.3.3
ΠΡΩΤ. 22/1/2015
ΠΡΟΣΦΑΣΗ

Ο Πρωτόδικος της ΔΑΒΜΜ
Θεμιστοκλής Βλαχούλης
Αρχιτέκτων Μηχανικός με Α' βαθμό



ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

B.1 ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ – ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ..... 6

B.1.1 Δεδομένα Σχεδιασμού 6

B.1.2 Ισχύοντες Κανονισμοί 7

B.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ..... 8

B.2.1 Υφιστάμενα Στοιχεία 8

B.2.1.1 Θλιπτική Αντοχή..... 8

B.2.1.2 Διατμητική Αντοχή..... 8

B.2.1.3 Εφελκυστική Αντοχή..... 10

B.2.2 Ανακατασκευασμένα Στοιχεία 10

B.2.2.1 Θλιπτική Αντοχή..... 11

B.2.2.2 Διατμητική Αντοχή..... 11

B.2.2.3 Καμπτική Αντοχή Εκτός Επιπέδου Κάμψη 12

B.3 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ 17

B.4 ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ..... 19

B.4.1 Μόνιμα Φορτία..... 23

B.4.2 Κινητά Φορτία..... 23

B.4.3 Πιέσεις Ροής..... 23

B.4.4 Σεισμικά Φορτία..... 23

B.4.4.1 Φάσμα Σχεδιασμού EC8 25

B.4.4.2 Φάσμα Απόκρισης Σεισμού Κοζάνης 1995..... 25

B.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ..... 28

B.5.1 Διαμόρφωση Αριθμητικού Προσομοιώματος..... 32

B.5.2 Συνδυασμοί Δράσεων..... 32

B.5.2.1 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων 34

B.5.2.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων..... 34

B.5.3 Μέθοδοι Ανάλυσης 35

B.5.4 Ιδιομορφική Ανάλυση..... 39

B.5.5 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων 43

B.5.6 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων..... 45

B.5.6.1 Συνδυασμός 1.35G 45



B.5.6.2 Συνδυασμός G + Hydro Pressure..... 47

B.5.7 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων – Δυναμική Φασματική Ανάλυση 49

B.5.7.1 Συνδυασμός G+Ex+0.3Ey+0.3Ez..... 49

B.5.7.2 Συνδυασμός G+0.3Ex+Ey+0.3Ez..... 50

B.5.7.3 Συνδυασμός G+0.3Ex+0.3Ey+Ez..... 51

B.5.8 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων – Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση 52

B.5.8.1 Συνδυασμός G+Ex+0.3Ey+0.3Ez..... 52

B.5.8.2 Συνδυασμός G-Ex-0.3Ey-0.3Ez 54

B.5.8.3 Συνδυασμός G+0.3Ex+Ey+0.3Ez..... 56

B.5.8.4 Συνδυασμός G-0.3Ex-Ey-0.3Ez 58

B.5.8.5 Συνδυασμός G+0.3Ex+Ey+0.3Ez..... 60

B.5.8.6 Συνδυασμός G-0.3Ex-0.3Ey-Ez 62

B.6 ΕΛΕΓΧΟΙ ΕΠΑΡΚΕΙΑΣ ΚΡΙΣΙΜΩΝ ΔΙΑΤΟΜΩΝ 64

B.6.1 Προσδιορισμός ικανότητας δομικών στοιχείων κατά Κ.Α.Δ.Ε.Τ..... 64

B.6.1.1 Φέρουσα Ικανότητα σε Εντός Επιπέδου Δράσεις..... 64

B.6.1.2 Φέρουσα Ικανότητα σε Εκτός Επιπέδου Δράσεις..... 66

B.6.2 Προσδιορισμός ικανότητας δομικών στοιχείων κατά EC6 67

B.6.2.1 Φέρουσα Ικανότητα σε Εντός Επιπέδου Δράσεις..... 67

B.6.2.2 Φέρουσα Ικανότητα σε Εντός Επιπέδου Δράσεις..... 67

B.6.3 Έλεγχοι Επαρκείας Κρίσιμων Διατομών – Αποτελέσματα..... 68

B.6.3.1 Κρίσιμη Διατομή 1 – 2° Τόξο 70

B.6.3.2 Κρίσιμη Διατομή 2 – 3° Τόξο..... 75

B.6.3.3 Κρίσιμη Διατομή 3 – Ανακουφιστικό Άνοιγμα 3° Μεσόβαθρο..... 80

B.6.3.4 Κρίσιμη Διατομή 4 – 3° Μεσόβαθρο 85

B.6.3.5 Κρίσιμη Διατομή 5 – Πεσσός Ανακουφιστικού Ανοίγματος 3° Μεσόβαθρο..... 88

B.6.3.6 Κρίσιμη Διατομή 6 – Κεντρικό Τόξο..... 91

B.6.3.7 Κρίσιμη Διατομή 7 – 4° Μεσόβαθρο 96

B.6.3.8 Κρίσιμη Διατομή 8 – 5° Τόξο 99

B.6.3.9 Κρίσιμη Διατομή 9 – Ανακουφιστικό Άνοιγμα 5° Μεσόβαθρο..... 104

B.6.4 Σύνοψη Αποτελεσμάτων Ελέγχου Επαρκείας..... 109

B.7 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΑΡΧΙΚΟΥ ΦΟΡΕΑ..... 110



B.7.1	Μεθοδολογία	110
B.7.2	Βαθμονόμηση διεπιφανειών	110
B.7.3	Μέθοδοι ανάλυσης.....	113
B.7.4	Ιδιομορφική ανάλυση.....	113
B.7.5	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) – Μοντέλο με διεπιφάνειες	116
B.7.6	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) – Μοντέλο με μη γραμμικό νόμο υλικού	119
B.7.7	Δυναμική Ανάλυση Χρονοϊστορίας.....	123
B.7.8	Σύνοψη Μη Γραμμικών Αναλύσεων αρχικού φορέα.....	125
B.8 ΠΡΟΤΑΣΗ ΕΝΙΣΧΥΣΗΣ		
B.8.1.	Περιγραφή	126
B.8.2	Διατάξεις Ευρωκώδικα 6 για Οπλισμένη Τοιχοποιία.....	130
B.8.3	Διαστασιολόγηση Χαλύβδινων Οπλισμών στην Κρίσιμη Διατομή 3.....	131
B.8.4	Διατάξεις για διαστασιολόγηση βλήτρων / αγκυρίων	133
B.8.5	Διαστασιολόγηση βλήτρων / αγκυρίων στην διεπιφάνεια υφιστάμενου – νέου τμήματος.....	135
B.9 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΜΗ ΓΡΑΜΜΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ ΕΝΙΣΧΥΜΕΝΟΥ ΦΟΡΕΑ		
B.9.1	Μη γραμμική στατική ανάλυση (Pushover) ενισχυμένου φορέα	138
B.9.2	Απόκριση ενισχυμένου μοντέλου υπό τον σεισμό της Κοζάνης.....	141
ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ		
		144

B.1 ΒΑΣΕΙΣ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΥ – ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

B.1.1 Δεδομένα Σχεδιασμού

Η παρούσα μελέτη στοχεύει στην διερεύνηση της δομικής συμπεριφοράς του φορέα της γέφυρας υπό συνήθεις και τυχηματικές δράσεις. Παράλληλα, γίνεται αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής και προσδιορίζονται απαιτούμενα ενισχυτικά μέτρα για την ασφαλή λειτουργία της. Τονίζεται ότι οι δράσεις σχεδιασμού ιδιαίτερα σε ότι αφορά τον σεισμικό κίνδυνο καθορίζονται με βάση την Στάθμη Επιτελεσματικότητας A και την Κατηγορία Σπουδαιότητας III που επιλέχθηκε από το Κεντρικό Αρχαιολογικό Συμβούλιο (Κ.Α.Σ.). Η επιστημονική επιτροπή του Κ.Α.Σ. γνωμοδότησε επί της προκαταρκτικής μελέτης - Στάδιο A της έρευνας.

Το σύνολο της διερεύνησης βασίζεται στις προτάσεις ανασύλωσης – ανακατασκευής και στα στοιχεία τεκμηρίωσης που παρουσιάζονται αναλυτικά στο Α' Τεύχος. Πιο συγκεκριμένα, χρησιμοποιούνται τα δεδομένα για την γεωμετρική μορφή του φορέα και των επιμέρους διατομών, τον τρόπο δόμησης – κατασκευαστικές λεπτομέρειες και τα μηχανικά χαρακτηριστικά των υλικών (υφιστάμενων και προτεινόμενων).

Με βάση τις αναλύσεις και τους εργαστηριακούς ελέγχους (παρουσιάζονται αναλυτικά στο κεφάλαιο A7) προκύπτουν οι εξής μέσες τιμές των υλικών δόμησης που χρησιμοποιούνται στο πλαίσιο της μελέτης:

Για τα υφιστάμενα στοιχεία:

- Θλιπτική Αντοχή Λιθοσώματος (θεώρηση μίας ενιαίας συντηρητικής τιμής για όλα τα είδη των λίθων που συναντώνται στην κατασκευή): **20 MPa**
- Θλιπτική Αντοχή Συνδετικού Κονιάματος (για τις ανάγκες της μελέτης λαμβάνεται η μισή τιμή από αυτήν που προκύπτει από τις εργαστηριακές αναλύσεις): **3.90 MPa**

Για τα στοιχεία που θα ανακατασκευαστούν:

- Θλιπτική Αντοχή Λιθοσώματος (με βάση το είδος του λίθου που προτείνεται, επιλέχθηκε μία συντηρητική τιμή): **30 MPa**
- Θλιπτική Αντοχή Συνδετικού Κονιάματος (όπως προέκυψε από τα πειραματικά αποτελέσματα): **4.60 MPa**

Τα γεωτεχνικά δεδομένα, καθώς και τα υδρολογικά φορτία που χρησιμοποιούνται στο πλαίσιο της συγκεκριμένης διερεύνησης είναι αντικείμενο αυτοτελών μελετών και παρουσιάζονται συνολικά σε ξεχωριστά τεύχη. Στο παρόν τεύχος γίνεται μία σύντομη αναφορά στις μελέτες αυτές.



Β.1.2 Ισχύοντες Κανονισμοί

Για την πραγματοποίηση της μελέτης εφαρμόζεται το σύνολο της ισχύουσας νομοθεσίας:

- Eurocode, Basis of structural design EN 1990, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2002
- Eurocode 1, Actions on structures Part 1-1 General actions Densities, self-weight, imposed loads for buildings EN 1991-1-1, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2002
- Eurocode 1, Actions on structures Part 1-3 General actions - Snow loads, EN 1991-1-3 European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2003
- Eurocode 6, Design of Masonry Structures, Part 1-1 General Rules for Building Rules for Reinforced and Un-Reinforced Masonry, EN 1996-1-1, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2005
- Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 1 General rules, seismic actions and rules for buildings EN 1998-1-1, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2005
- Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 2 Bridges EN 1998-2, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2005
- Eurocode 8, Design of structures for earthquake resistance – Part 3 Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998 -3, European Committee for Standardization Brussels, Belgium, 2005
- Κ.Α.Δ.Ε.Τ., Κανονισμός Αποτίμησης και Δομητικών Επεμβάσεων Τοιχοποιίας, (ΥΠ 261/2023, ΦΕΚ 2493/Β/18-4-2023), Οργανισμός Αντισεισμικού Σχεδιασμού και Προστασίας – Ο.Α.Σ.Π., Αθήνα, 2022



Β.2 ΠΡΟΣΔΙΟΡΙΣΜΟΣ ΜΗΧΑΝΙΚΩΝ ΧΑΡΑΚΤΗΡΙΣΤΙΚΩΝ ΤΟΙΧΟΠΟΙΙΑΣ

Β.2.1 Υφιστάμενα Στοιχεία

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των υφιστάμενων στοιχείων τοιχοποιίας απαιτείται η τεκμηρίωση του τρόπου δόμησής και ο καθορισμός της θλιπτικής αντοχής των λιθοσωμάτων και του συνδετικού κονιάματος. Τα στοιχεία αυτά παρουσιάστηκαν στα κεφάλαια Α6 και Α7. Και χρησιμοποιούνται ως δεδομένα στο πλαίσιο αυτό. Με βάση τα προσομοιώματα συμπεριφοράς της τοιχοποιίας που είναι διαθέσιμα στην βιβλιογραφία και εντάσσονται πλέον στους σύγχρονους κανονισμούς (Κ.Α.Δ.Ε.Τ., 2022) προσδιορίζονται τα απαιτούμενα για την αποτίμηση μηχανικά χαρακτηριστικά.



Σχήμα 2.1: Ενδεικτικές φωτογραφίες στις οποίες διακρίνεται ο τρόπος δόμησης των εξωτερικών παρειών των βάθρων της γέφυρας.

Β.2.1.1 Θλιπτική Αντοχή

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής των υφιστάμενων τμημάτων, δεδομένου του τρόπου δόμησής τους, χρησιμοποιείται η σχέση της παρ. 6.2.4.2 του Κ.Α.Δ.Ε.Τ. για τρίστρωτη τοιχοποιία:

$$f_{wc} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} (2\lambda_e \delta f_{c,e} + \lambda_i f_{c,i}) / (1 + 2\delta)$$

όπου,

- δ , ο λόγος του πάχους της εξωτερικής παρειάς προς το πάχος του υλικού πληρώσεως
- $f_{c,e}$ και $f_{c,i}$ η θλιπτική αντοχή των εξωτερικών παρειών και του υλικού πληρώσεως αντιστοίχως
- $\lambda_e (<1,00)$ και $\lambda_i (>1,00)$, εμπειρικοί συντελεστές, οι οποίοι λαμβάνουν υπ' όψη την αλληλεπίδραση εξωτερικών παρειών και υλικού πληρώσεως
- γ_{Rd} δείκτης αβεβαιότητας, ο οποίος μπορεί να λαμβάνεται ίσος με 1,50.



Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής $f_{c,e}$ των παρειών της τοιχοποιίας χρησιμοποιείται η σχέση της παραγράφου 6.2.4.1 για μονόστρωτη λιθοδομή:

$$f_{wc} = \xi \left[\left(\frac{2}{3} \sqrt{f_{bc}} - f_0 \right) + \lambda f_{mc} \right]$$

Όπου:

f_{bc} , η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος,

f_{mc} , η θλιπτική αντοχή του συνδετικού κονιάματος,

f_0 , συντελεστής ο οποίος λαμβάνει υπόψη τον βαθμό λάξευσης των λίθων και λαμβάνει τιμές 0.50-1.00 για λιθοδομή από κατεργασμένους λίθους και 1.50-2.50 για αργολιθοδομή

λ , ο συντελεστής συνάφειας λιθοσώματος – κονιάματος, λαμβάνει τιμές 0,50 για τραχείς λίθους και 0.1 για πολύ λείους λίθους,

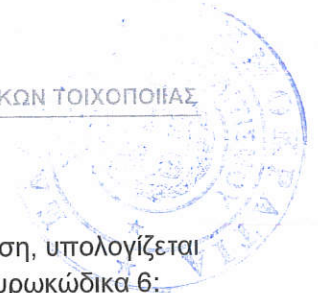
ξ , συντελεστής, ο οποίος λαμβάνει υπόψη την δυσμενή επιρροή του πάχους των αρμών κονιάματος, υπολογίζεται από την σχέση $\xi = 1/[1+3.5(k-k_0)]$, με $k (\geq 0.3)$ ο λόγος όγκου κονιάματος προς τον όγκο της τοιχοποιίας (V_m/V_w) και $k_0=0.3$.

Κάνοντας αναγκαστικώς κάποιες παραδοχές για τις τιμές των συντελεστών των δύο παραπάνω σχέσεων λαμβάνονται τα παρακάτω:

- Η θλιπτική αντοχή $f_{c,i}$ της μεσαίας στρώσης- γέμισμα λαμβάνεται ερήμην ίση με 3.50 MPa (λίγο μικρότερη από τη μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος)
- Θλιπτική αντοχή λιθοσώματος $f_{bc} = 20$ MPa
- Θλιπτική αντοχής συνδετικού κονιάματος $f_{bc} = 3.90$ MPa
- Για τον συντελεστή λάξευσης των λίθων λαμβάνεται τιμή $f_0 = 1.00$, καθώς ο βαθμός κατεργασίας των λίθων είναι αρκετά καλός.
- Για τον προσδιορισμό του συντελεστή ξ θεωρείται ότι ο όγκος του κονιάματος δεν ξεπερνάει το 30% του συνολικού όγκου της τοιχοποιίας και επομένως λαμβάνεται $\xi = 1$.
- Το μέσο πάχος των εξωτερικών στρώσεων λαμβάνεται ίσο με 0.40m.
- Οι εμπειρικοί συντελεστές λ_e και λ_i λαμβάνουν τιμές 0.80 και 1.20 αντίστοιχα.

Η μέση θλιπτική αντοχή των εξωτερικών στρώσεων της τοιχοποιίας υπολογίζεται κατά τα παραπάνω ως $f_{wc} = 5.22$ MPa. Επομένως, η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού των υφιστάμενων στοιχείων (ακρόβαθρων και μεσόβαθρων) υπολογίζεται κατά τα παραπάνω ως $f_{wc,d} = 2.87$ MPa.

Σύμφωνα με τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. το τέμνον μέτρο ελαστικότητας το οποίο αντιστοιχεί σε επιβαλλόμενη θλιπτική τάση ίση με το 30% της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας κυμαίνεται από 300 f_{wc} έως 1200 f_{wc} . Οι μεγαλύτερες τιμές του πολλαπλασιαστή της θλιπτικής αντοχής της τοιχοποιίας αντιστοιχούν σε μικρότερες τιμές της θλιπτικής αντοχής. Για τις ανάγκες των ελαστικών αναλύσεων το μέτρο ελαστικότητας των στοιχείων λαμβάνεται περίπου ίσο με 1500 MPa.



B.2.1.2 Διαμητική Αντοχή

Η αντοχή της τοιχοποιίας έναντι τέμνουσας, η οποία αντιστοιχεί σε διαμητική ολίσθηση, υπολογίζεται μέσω της σχέσης της παραγράφου 6.5.2 του Κ.Α.Δ.Ε.Τ. σε πλήρη αντιστοιχία με τον Ευρωκώδικα 6:

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma \leq 0.065 f_{bc}$$

όπου,

f_{v0} , η διαμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση σ

μ , ο φαινόμενος συντελεστής τριβής

f_{bc} , η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Λαμβάνοντας υπόψη τις συστάσεις του κανονισμού, για τις τιμές των συντελεστών της παραπάνω σχέσης λαμβάνονται τα παρακάτω:

- Ελλείψει ακριβέστερων στοιχείων, ο συντελεστής τριβής μ λαμβάνεται ίσος με 0.40, όπως προτείνει ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ. – πλήρη συμφωνία με τον Ευρωκώδικα 6.
- Η συνοχή της τοιχοποιίας f_{v0} λαμβάνεται με τιμή ίση με 0.10 MPa.

Επομένως, η εξίσωση υπολογισμού της διαμητικής αντοχής της τοιχοποιίας παίρνει τη μορφή :

$$f_v = 0.1 + 0.4 \sigma$$

B.2.1.3 Εφελκυστική Αντοχή

Για τους ελέγχους επάρκειας των υφιστάμενων τμημάτων είναι απαραίτητη η θεώρηση μίας τιμής για την εφελκυστική αντοχή της τοιχοποιίας. Γενικά, η τοιχοποιία, ως ανισότροπο υλικό, χαρακτηρίζεται από εφελκυστική αντοχή η οποία έχει διαφορετική τιμή ανάλογα με την γωνία υπό την οποία εμφανίζεται ο εφελκυσμός. Ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ. αναφέρει ενδεικτικώς ότι η αντοχή της τοιχοποιίας υπό οριζόντιο εφελκυσμό είναι περίπου διπλάσια εκείνης υπό κατακόρυφο εφελκυσμό. Για ενδιάμεσες γωνίες δράσης του εφελκυσμού, ισχύουν ενδιάμεσες τιμές εφελκυστικής αντοχής.

Για λόγους απλοποίησης λαμβάνεται τιμή εφελκυστικής αντοχής τοιχοποιίας ίση με 0.20 MPa. Η παραπάνω τιμή έρχεται σε πλήρη συμφωνία με τις υποδείξεις του κανονισμού στην παράγραφο 6.4. και επιπλέον επιλέγεται λαμβάνοντας υπόψη ότι η παράμετρος αυτή υπεισέρχεται σε συγκεκριμένο έλεγχο σε εκτός επιπέδου κάμψη περί κατακόρυφο άξονα.

B.2.2 Ανακατασκευασμένα Στοιχεία

Για τον προσδιορισμό των μηχανικών χαρακτηριστικών των στοιχείων τοιχοποιίας που ανακατασκευάζονται χρησιμοποιείται κυρίως το κανονιστικό πλαίσιο του Ευρωκώδικα 6 σε συνδυασμό με εκτεταμένα πειραματικά δεδομένα. Οι πειραματικές δοκιμές πραγματοποιήθηκαν για τις ανάγκες της παρούσας μελέτης στο Εργαστήριο Πειραματικής Αντοχής Υλικών του Α.Π.Θ. με βάση τα προτεινόμενα υλικά που παρουσιάστηκαν στο κεφάλαιο Α7. Συγκεκριμένα εκτελέστηκαν δοκιμές τριπλέτας σε διάτμηση και κάμψη για τον προσδιορισμό της διατμητικής αντοχής και εφελκυστικής αντοχής σε κάμψη. Παράλληλα, για όλους τους υπολογισμούς χρησιμοποιήθηκαν και τα πειραματικά αποτελέσματα σε επίπεδο υλικού που παρουσιάστηκαν στο Α' Τεύχος.

B.2.2.1 Θλιπτική Αντοχή

Για τον υπολογισμό της θλιπτικής αντοχής των ανακατασκευασμένων στοιχείων και κυρίως των τόξων χρησιμοποιείται η σχέση του Ευρωκώδικα 6. Επιλέγεται η σχέση αυτή, καθώς κατά την δόμηση αυτών των τμημάτων είναι δυνατόν να πληρούνται οι όροι και οι περιορισμοί του κανονισμού ως προς τις αντοχές των λιθοσωμάτων και του κονιάματος και το πάχος των αρμών κονιάματος (≤ 1.5 εκ.).

$$f_k = K f_b^{\alpha} f_m^{\beta}$$

Όπου,

K σταθερά εξαρτώμενη από τον τύπο του λιθοσώματος και του κονιάματος.

f_b η ανηγμένη μέση θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

f_m η μέση θλιπτική αντοχή του κονιάματος

α , σταθερά με τιμή 0.70 για κονίαμα γενικής χρήσης.

β , σταθερά με τιμή 0.30

- Για την λιθοδομή ο συντελεστής K λαμβάνεται με τιμή $K = 0.45$ από τον αντίστοιχο πίνακα του EC6 για φυσικούς λίθους – Κατηγορία Λιθοσώματος I.
- Λαμβάνεται ως ανηγμένη μέση θλιπτική αντοχή λιθοσώματος $f_b = 30$ MPa η ελάχιστη θλιπτική αντοχή που πρέπει να έχει το λιθόσωμα που θα χρησιμοποιηθεί.
- Λαμβάνεται ως μέση θλιπτική αντοχή κονιάματος η τιμή που προέκυψε από τις πειραματικές δοκιμές της τελικής σύνθεσης $f_m = 4.60$ MPa.

Η χαρακτηριστική θλιπτική αντοχή της τοιχοποιίας υπολογίζεται κατά τα παραπάνω ως $f_{w,k} = 7.69$ MPa. Χρησιμοποιώντας συντελεστή ασφαλείας $\gamma_m = 2$, η θλιπτική αντοχή σχεδιασμού λαμβάνει την τιμή $f_{w,d} = 3.85$ MPa.

Το μέτρο ελαστικότητας για Στάδιο I υπολογίζεται ως $E_I = 1000 f_{w,c,k} = 7692$ MPa και για το Στάδιο II ως $E_{II} = 0.5 E_I = 3846$ MPa.

B.2.2.2 Διατμητική Αντοχή

Για τον υπολογισμό της αντοχής της τοιχοποιίας έναντι τέμνουσας, η οποία αντιστοιχεί σε διατμητική ολίσθηση, χρησιμοποιείται η σχέση του Ευρωκώδικα 6, η οποία χρησιμοποιήθηκε και για τα υφιστάμενα στοιχεία (προτείνεται και από τον Κ.Α.Δ.ΕΤ.) :

$$f_v = f_{v0} + \mu \sigma \leq 0.065 f_{bc}$$

όπου,

f_{v0} , η διατμητική αντοχή της τοιχοποιίας υπό μηδενική θλιπτική τάση σ

μ , ο φαινόμενος συντελεστής τριβής

f_{bc} , η θλιπτική αντοχή του λιθοσώματος

Η διαφορά στην περίπτωση αυτή είναι ότι οι τιμές της συνοχής f_{v0} , και του συντελεστή τριβής προσδιορίζονται πειραματικά με δοκιμές τριπλέτας. Οι πειραματικές δοκιμές αυτές πραγματοποιήθηκαν σε διάφορα στάδια και χρησιμοποιήθηκαν 2 συνθέσεις κονιάματος:

- Πρόταση Συμβατού Κονιάματος στο Α Στάδιο της μελέτης
- Τελική Πρόταση Κονιάματος

Παρόλο που στο πλαίσιο του σχεδιασμού υιοθετείται η τελική σύνθεση, παρουσιάζονται τα πειραματικά αποτελέσματα και της πρώτης για λόγους σύγκρισης. Όλες οι δοκιμές πραγματοποιήθηκαν με χρόνο ωρίμανσης του κονιάματος τις 28 ημέρες.

Δοκιμές Τριπλέτας

Για τις ανάγκες των πειραμάτων δημιουργήθηκαν στο εργαστήριο δοκίμια με αλληπάλληλες στρώσεις λίθων και κονιάματος – 3 στρώσεις λίθων και 2 στρώσεις κονιάματος – και διαστάσεις ανάλογες με τις διαστάσεις των λιθοσωμάτων. Στα 2 λιθοσώματα των άκρων τοποθετούνται περιορισμοί οριζόντιας μετακίνησης, ενώ το μεσαίο παραμένει ελεύθερο και κατά την διάρκεια του πειράματος υποβάλλεται σε αυτό οριζόντια δύναμη P . Κάθετα στους αρμούς της τριπλέτας ασκείται κατακόρυφο θλιπτικό φορτίο με συγκεκριμένη τιμή, το οποίο παραμένει σταθερό σε όλη την δοκιμή. Κατά την διάρκεια του πειράματος και μέχρι την αστοχία μετράτε η δύναμη P και στη συνέχεια μετατρέπεται σε διατμητική τάση στις επιφάνειες των αρμών κονιάματος. Πραγματοποιήθηκαν συνολικά 5 δοκιμές για την πρόταση κονιάματος του Σταδίου Α της μελέτης και 4 δοκιμές για την τελική πρόταση κονιάματος. Για κάθε δοκιμή στις δύο ομάδες κονιαμάτων ασκείται διαφορετικό θλιπτικό φορτίο. Έτσι δημιουργήθηκαν τα διαγράμματα των σχημάτων 2.7 και 2.12 από τα οποία και προσδιορίζονται η συνοχή και ο συντελεστής τριβής του κριτήριου Mohr – Coulomb :

Με την πρόταση κονιάματος του Σταδίου Α' : $f_v = 0.105 + 0.98 \sigma$

Με την τελικό πρόταση κονιάματος : $f_v = 0.195 + 0.60 \sigma$

Στα σχήματα που ακολουθούν παρουσιάζονται επίσης η πειραματική διάταξη και ο τρόπος αστοχίας για το κάθε ένα από τα δοκίμια.



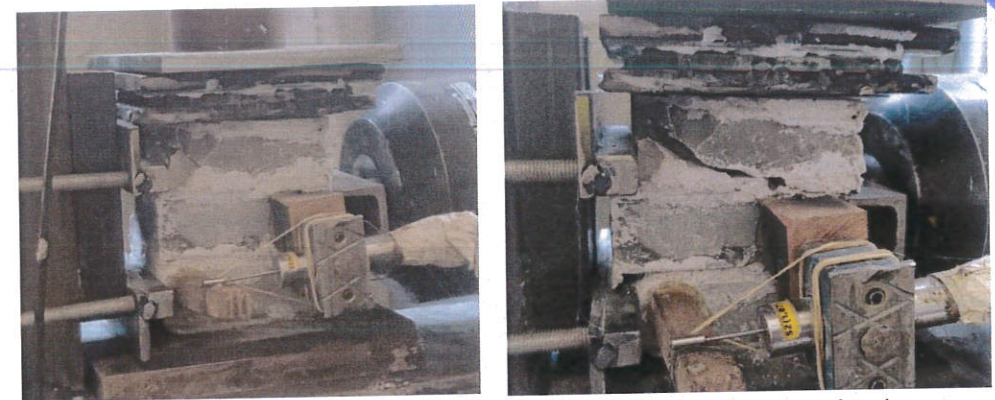
Σχήμα 2.2: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 1.



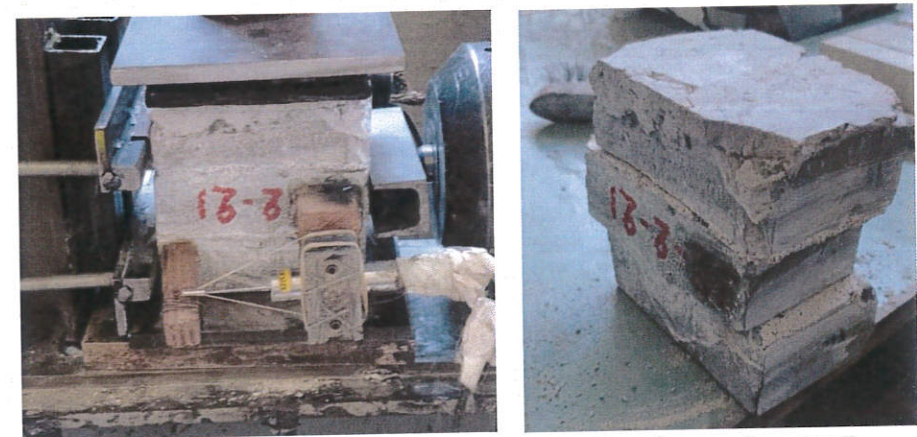
Σχήμα 2.3: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 2.



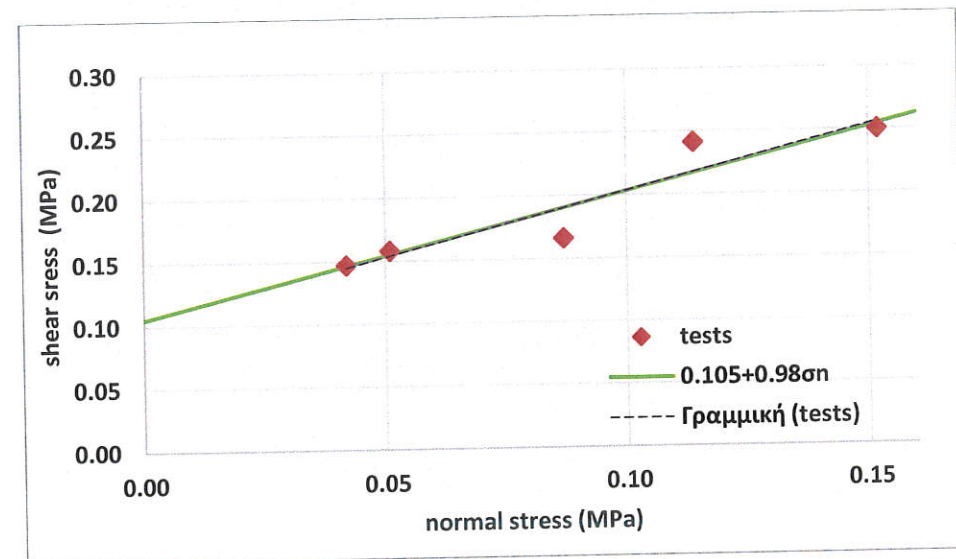
Σχήμα 2.4: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 3.



Σχήμα 2.5: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 4



Σχήμα 2.6: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 5.



Σχήμα 2.7: Διάγραμμα με τα αποτελέσματα των δοκιμών τριπλέτας με την πρόταση κονιάματος του σταδίου Α σε όρους ορθών και διατμητικών τάσεων από τα οποία προσδιορίζεται το κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb.

Δοκιμές Τριπλέτας με την τελική πρόταση κονιάματος



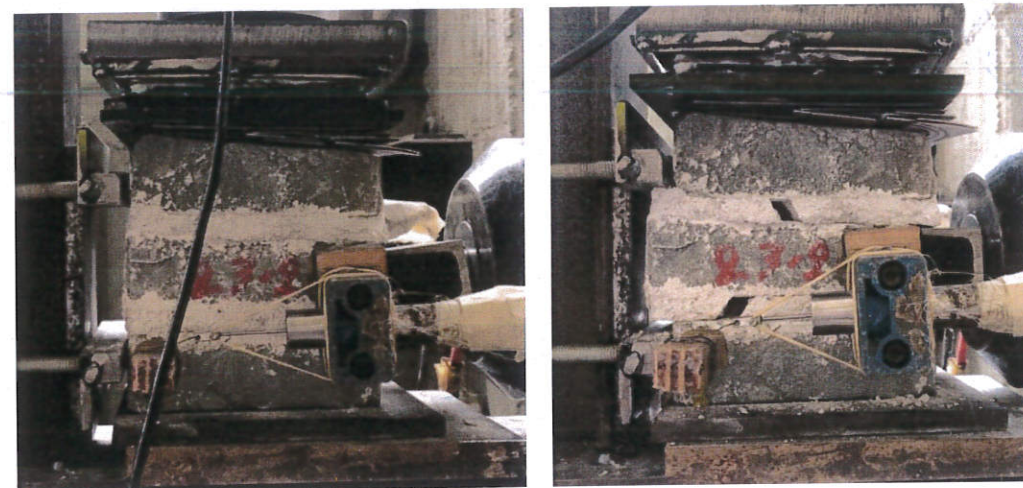
Σχήμα 2.8: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 1.



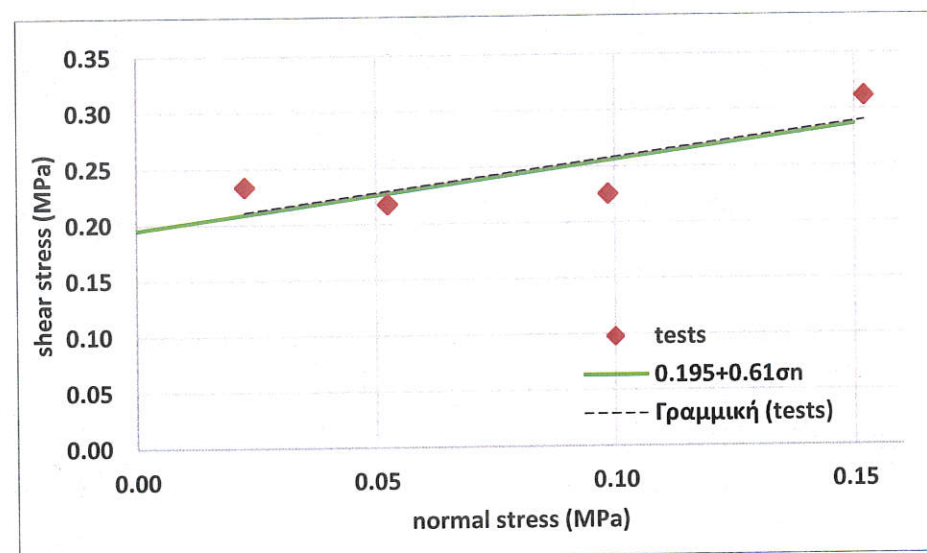
Σχήμα 2.9: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 2.



Σχήμα 2.10: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 3.



Σχήμα 2.11: Πειραματική διάταξη και τρόπος αστοχίας του δοκιμίου 4.



Σχήμα 2.12: Διάγραμμα με τα αποτελέσματα των δοκιμών τριπλέτας με την τελική πρόταση κονιάματος σε όρους ορθών και διατμητικών τάσεων από τα οποία προσδιορίζεται το κριτήριο αστοχίας Mohr - Coulomb.

B.2.2.3 Καμπτική Αντοχή Εκτός Επιπέδου Κάμψη

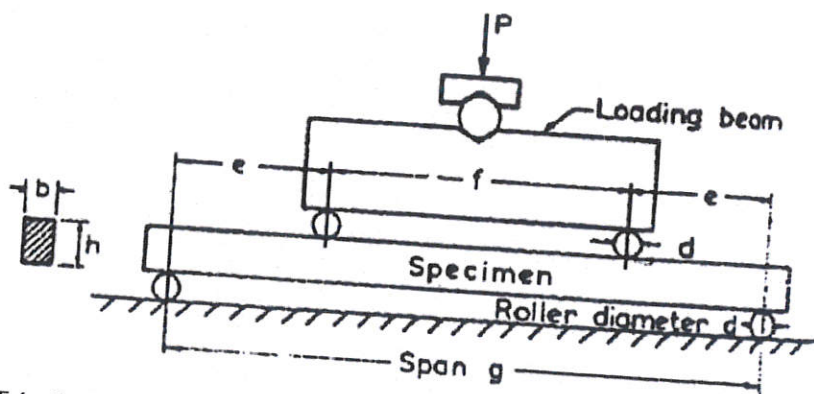
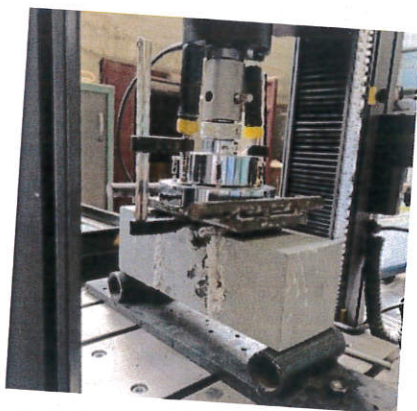
Η φέρουσα ικανότητα δομικού στοιχείου τοιχοποιίας σε εκτός επίπεδο κάμψη κατά τον Ευρωκώδικα 6 προσδιορίζεται με βάση χαρακτηριστικές τιμές αντοχής f_{yk} ανάλογα με το επίπεδο αστοχίας:

- f_{yk1} : χαρακτηριστική αντοχή σε κάμψη εκτός επιπέδου με επίπεδο αστοχίας παράλληλο στους οριζόντιους αρμούς
- f_{yk2} : χαρακτηριστική αντοχή σε κάμψη εκτός επιπέδου με επίπεδο αστοχίας κάθετο στους οριζόντιους αρμούς

Στο πλαίσιο της μελέτης προσδιορίζεται πειραματικά η μέση αντοχή σε κάμψη εκτός επιπέδου f_{xm1} που είναι η κρίσιμότερη για τα τοξωτά δομικά στοιχεία και χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό της φέρουσας ικανότητάς τους και τους αντίστοιχους ελέγχους επάρκειας.

Δοκιμές Τριπλέτας

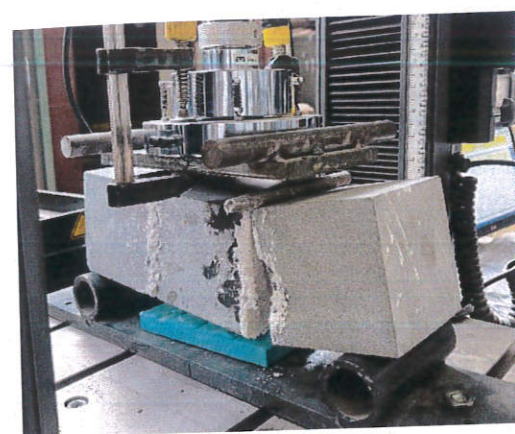
Για τις ανάγκες των πειραμάτων δημιουργήθηκαν στο εργαστήριο 3 δοκίμια με αλληπάλληλες στρώσεις λίθων και κονιάματος – 3 στρώσεις λίθων και 2 στρώσεις κονιάματος – και με συγκεκριμένες διαστάσεις, ίδιες για όλα τα δοκίμια. Τα δοκίμια υποβάλλονται σε απλή κάμψη (κάμψη τεσσάρων σημείων) και επομένως στο κεντρικό τμήμα f του δοκιμίου που περιλαμβάνει τους δύο αρμούς ασκείται μια χωρική σταθερή ροπή ίση με $M = Pe/2$. Κατά την διάρκεια του πειράματος και μέχρι την αστοχία μετράτε η δύναμη P που προκαλεί την κάμψη στο δοκίμιο και με απλούς υπολογισμούς προσδιορίζεται στην συνέχεια η εφελκυστική τάση που αναπτύσσεται στην κάτω ίνα του δοκιμίου κατά την αστοχία. Τα αποτελέσματα των δοκιμών παρουσιάζονται στον Πίνακα 2.1.



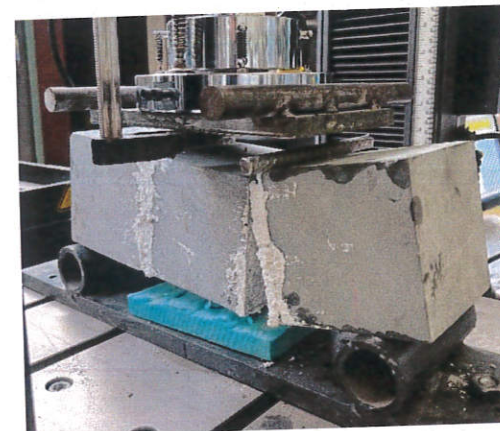
Σχήμα 2.13: Πειραματική διάταξη δοκιμής σε απλή κάμψη (κάμψη τεσσάρων σημείων).

Πίνακας 2.1: Αποτελέσματα πειραματικής διάταξης δοκιμών τριπλέτας σε απλή κάμψη.

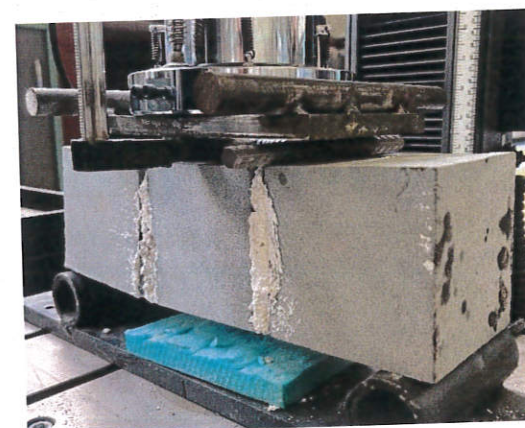
Δοκίμιο	Διαστάσεις (mm)	P (N)	f_{xm1} (MPa)
Δ.1	100x100x320	543.7	0.139
Δ.2	100x100x320	608.22	0.155
Δ.3	100x100x320	478.25	0.122
Μέση τιμή καμπτικής αντοχής			0.139



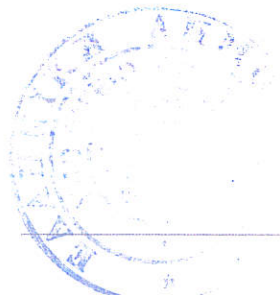
Σχήμα 2.14: Τρόπος αστοχίας δοκιμίου 1 σε απλή κάμψη.



Σχήμα 2.15: Τρόπος αστοχίας δοκιμίου 2 σε απλή κάμψη.

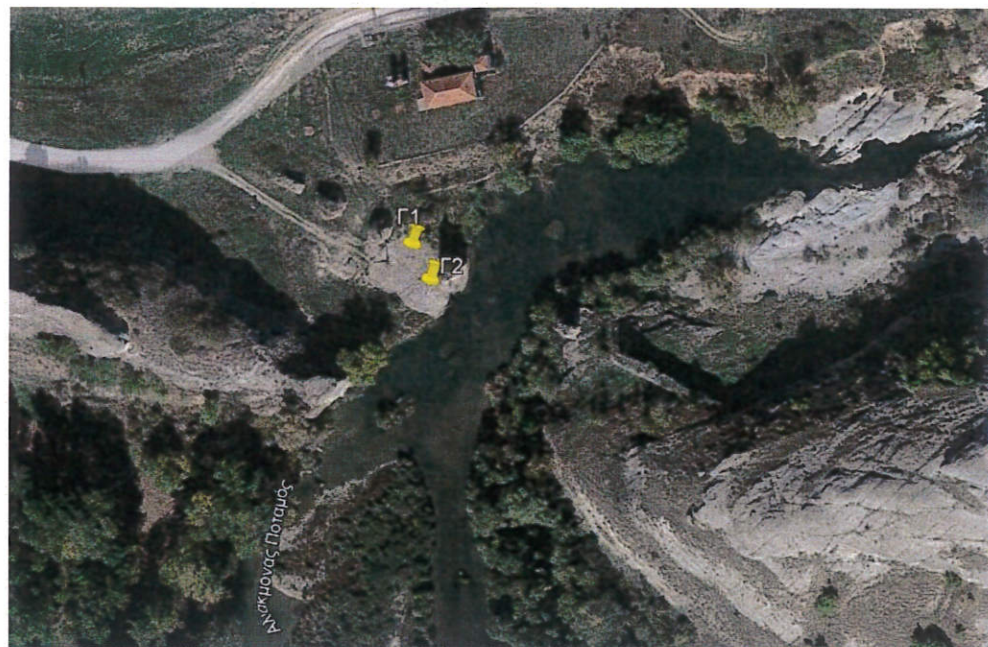


Σχήμα 2.16: Τρόπος αστοχίας δοκιμίου 3 σε απλή κάμψη.

**B.3 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΩΤΕΧΝΙΚΗΣ ΕΡΕΥΝΑΣ**

Παρακάτω παρουσιάζονται τα βασικότερα στοιχεία της γεωτεχνικής έρευνας που πραγματοποιήθηκε την "ΓΕΩΔΥΝΑΜΙΚΗ ΤΕΧΝΙΚΗ Ι.Κ.Ε.". Στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας εκτελέστηκαν στην περιοχή του έργου δύο (2) περιστροφικές δειγματοληπτικές γεωτρήσεις (Γ1 και Γ2), βάθους 15.0m η καθεμιά.

Οι γεωτρήσεις της παρούσας γεωτεχνικής έρευνας εκτελέστηκαν στη ΒΔ όχθη του ποταμού όπου η πρόσβαση στην περιοχή των βάθρων ήταν δυνατή. Η πρόσβαση στα βάθρα που βρίσκονται στην απέναντι (ΝΑ) όχθη ήταν, στα πλαίσια της γεωτεχνικής έρευνας, αδύνατη, καθώς απαιτείται η εκτέλεση έργων διάβασης του ποταμού. Για το λόγο αυτό εκτελέστηκε γεωλογική αναγνώριση στην περιοχή εκείνη (ΝΑ), από όπου προέκυψε ότι οι γεωλογικοί σχηματισμοί είναι ακριβώς οι ίδιοι με αυτούς που συναντήθηκαν στην περιοχή που εκτελέστηκαν οι γεωτρήσεις και βρίσκονται στην ίδια κατάσταση από πλευράς μηχανικών ιδιοτήτων αντοχής και παραμορφωσιμότητας.



Σχήμα 3.1: Θέσεις γεωτεχνικής έρευνας.

Από τη μακροσκοπική αναγνώριση των βραχωδών δειγμάτων και από τα αποτελέσματα των εργαστηριακών και επιτόπου δοκιμών προέκυψε ότι το έδαφος στην περιοχή του έργου μέχρι του βάθους που διερευνήθηκε, περιλαμβάνει δύο εναλλασσόμενους βραχώδεις σχηματισμούς :

Σχηματισμός I : ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ

Σχηματισμός II : ΨΑΜΜΙΤΗΣ

Οι σχηματισμοί αυτοί είναι από ελαφρώς κερματισμένοι και αποσαθρωμένοι μέχρι υγιείς.



Για τον Σχηματισμό I εκτελέστηκαν τέσσερις (4) δοκιμές μονοαξονικής θλίψης, δύο (2) σε υλικό από τη γεώτρηση Γ1, μία (1) σε υλικό από τη γεώτρηση Γ2 και μία (1) σε υλικό από οριζόντια διάτρηση που έδωσαν τιμές $\sigma_c = 12.4, 28.6, 45.6$ και 18.11MPa αντιστοίχως.

Για τον Σχηματισμό II εκτελέστηκαν πέντε (5) δοκιμές μονοαξονικής θλίψης, δύο (2) σε υλικό από τη γεώτρηση Γ1, δύο (2) σε υλικό από τη γεώτρηση Γ2 και μία (1) σε υλικό από οριζόντια διάτρηση που έδωσαν τιμές $\sigma_c = 14.6, 7.7, 15.4, 15.9$ και 11.52MPa αντιστοίχως.



Σχήμα 3.2: Φωτογραφική αποτύπωση των θέσεων δειγματοληπτικής γεώτρησης Γ1 και Γ2.

Γεώτρηση Γ1 (υψόμετρο κεφαλής +508.0)

Σχήμα 3.3: Φωτογραφική αποτύπωση δειγματοληπτικής γεώτρησης Γ1.

Από 0.0 μέχρι 3.1m

Μέτρια ασθενές έως μέτρια ισχυρό, ελαφρώς κερματισμένο, ελαφρώς αποσαθρωμένο, ανοιχτό τεφρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς $RQD=53\%$.

Από 3.1m μέχρι 6.4m

Μέτρια ασθενής, ελαφρώς κερματισμένος, ελαφρώς αποσαθρωμένος ανοιχτός τεφρός ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς $RQD=58\%$.



Από 6.4 μέχρι 8.1m

Εναλλασσόμενες στρώσεις μέτρια ισχυρού, ελαφρώς αποσαθρωμένου, ανοιχτού τεφρού ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΟΥΣ και μέτρια ισχυρού, υγιούς, ανοιχτού καστανού ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=100% .

Από 8.1m μέχρι 11.9m

Μέτρια ισχυρός, υγιής, ανοιχτός καστανός ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=96% .

Από 11.9m μέχρι 15.0m

Μέτρια ισχυρό, ελαφρώς αποσαθρωμένο, ανοιχτό τεφρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=70% .

Κατά τη διάρκεια των εργασιών στη θέση της γεώτρησης Γ1 δεν συναντήθηκε στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

Γεώτρηση Γ2 (υψόμετρο κεφαλής +508.0)



Σχήμα 3.4: Φωτογραφική αποτύπωση δειγματοληπτικής γεώτρησης Γ2.

Από 0.0 μέχρι 2.7m

Πολύ ασθενές, κερματισμένο, αποσαθρωμένο, ωχρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=31% .

Από 2.7m μέχρι 3.2m

Μέτρια ασθενής, ελαφρώς κερματισμένος, ελαφρώς αποσαθρωμένος καστανός ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=80% .

Από 3.2m μέχρι 4.5m

Μέτρια ασθενές, ελαφρώς κερματισμένο, ελαφρώς αποσαθρωμένο, ανοιχτό τεφρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=54% .

Από 4.5m μέχρι 5.7m

Μέτρια ασθενής, ελαφρώς κερματισμένος, ελαφρώς αποσαθρωμένος ωχρός έως ανοιχτός καστανός ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=64%



Από 5.7 μέχρι 8.1m

Ισχυρό, υγιές, τεφρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=100% .

Από 8.1m μέχρι 11.4m

Ισχυρός, υγιής, ωχρός έως ανοιχτός καστανός ΨΑΜΜΙΤΗΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=100% .

Από 11.4m μέχρι 15.0m

Ισχυρό, υγιές, τεφρό ΚΡΟΚΑΛΟΠΑΓΕΣ. Ο δείκτης ποιότητας του πετρώματος μετρήθηκε ίσος προς RQD=93% .

Κατά τη διάρκεια των εργασιών στη θέση της γεώτρησης Γ2 δεν συναντήθηκε στάθμη του υπόγειου υδροφόρου ορίζοντα.

Χαρακτηρισμός Εδάφους κατά Ευρωκώδικα 8

Επιπλέον, σύμφωνα με τη στρωματογραφία που αποκαλύφθηκε από τη γεωτεχνική έρευνα, προκύπτει ότι το έδαφος δεν είναι ρευστοποιήσιμο και ανήκει στην **Κατηγορία Α** (Βράχος ή άλλος βραχώδης γεωλογικός σχηματισμός, που περιλαμβάνει το πολύ 5 m ασθενέστερου επιφανειακού υλικού.) και ο συντελεστής εδάφους S είναι ίσος προς 1.0.

Η περιοχή δεν ευρίσκεται στην άμεση γειτονία γνωστού ενεργού σεισμικού ρήγματος.

**B.4 ΦΟΡΤΙΑ ΥΠΟΛΟΓΙΣΜΟΥ****B.4.1 Μόνιμα Φορτία**

Στα μόνιμα φορτία της κατασκευής περιλαμβάνονται τα ίδια βάρη των επιμέρους δομικών στοιχείων, η επίστρωση του καταστρώματος και τα ίδια βάρη των στηθαίων. Για τον υπολογισμό των φορτίων λαμβάνεται το ειδικό βάρος κάθε δομικού μέλους ως εξής:

- Ειδικό Βάρος Τόξων: 24.0 kN/m³
- Ειδικό Βάρος Βάθρων και υπόλοιπων τμημάτων: 22.0 kN/m³

B.4.2 Κινητά Φορτία

Η χρήση της γέφυρας ήταν και θα παραμείνει αυτή της πεζογέφυρας. Οι σύγχρονοι κανονισμοί (EN1991-2) ορίζουν για πεζογέφυρες κινητό φορτίο $p=5.0 \text{ kN/m}^2$.

Σε αρχικό εξετάστηκε η φόρτιση του ανθρωποσυνωστισμού σε διάφορες θέσεις του καταστρώματος. Από τα αποτελέσματα αυτών των προκαταρκτικών αναλύσεων προκύπτει ότι τα κινητά φορτία ανθρωποσυνωστισμού αποτελούν μικρό ποσοστό των ιδίων βαρών και επομένως ο συνδυασμός δράσεων με αυτά δεν είναι κρίσιμος. Έτσι, και για λόγους περιορισμού της έκτασης της παρούσας έκθεσης, δεν παρουσιάζονται τα αντίστοιχα αποτελέσματα των αναλύσεων στις οποίες περιλαμβάνονται και τα κινητά φορτία.

Οι επιπτώσεις των σεισμικών δράσεων στην κατασκευή θεωρείται ότι υπερκαλύπτουν αυτές των ανεμοπιέσεων και επομένως τα φορτία του ανέμου παραλείπονται.

Το φορτίο του χιονιού στην κατασκευή αποτελεί ιδιαίτερα μικρό ποσοστό των ιδίων βαρών του δομήματος και παραλείπεται για λόγους απλοποίησης.

B.4.3 Πιέσεις Ροής

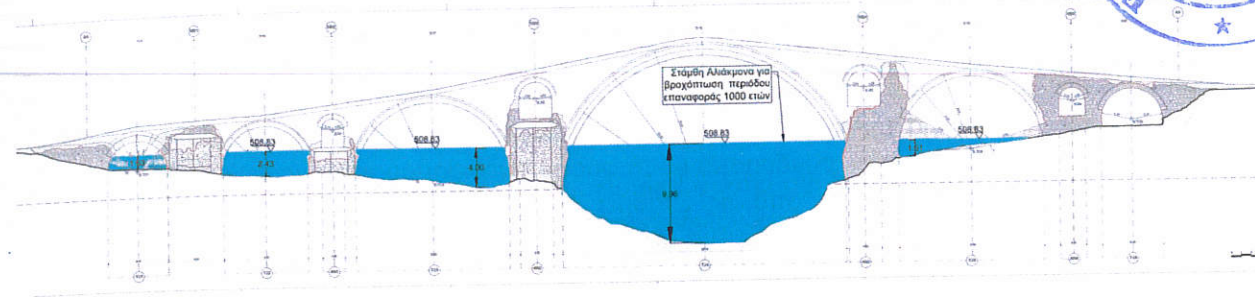
Οι πιέσεις ροής σχεδιασμού καθορίζονται από την υδρολογική μελέτη που εκπονήθηκε στα πλαίσια του συγκεκριμένου ερευνητικού έργου και παρουσιάζεται αναλυτικά σε ξεχωριστό παραδοτέο τεύχος. Για τις ανάγκες αποτίμησης και ανασχεδιασμού υιοθετείται το σενάριο βροχόπτωσης με περίοδο επαναφοράς $T = 1000$ έτη.

Ο υπολογισμός της υδροδυναμικής πίεσης λόγω της ροής του ποταμού γίνεται με τον αναλυτικό τύπο:

$$p = 5.14 \times 10^{-4} \times C_d \times V^2$$

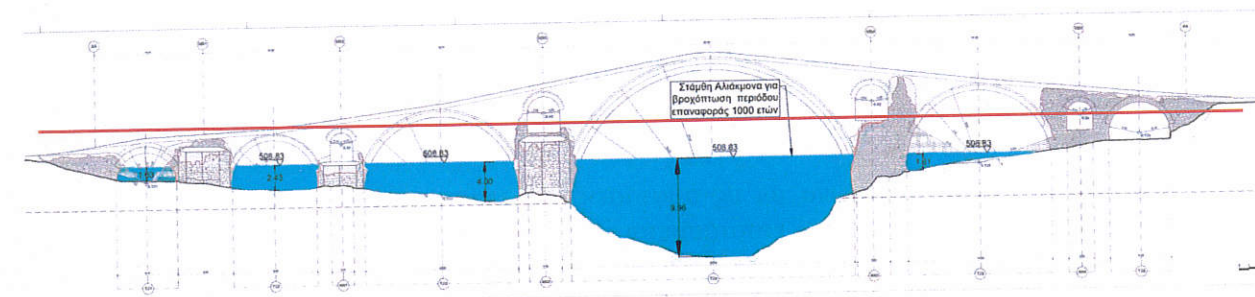
Όπου, p είναι η πίεση που ασκεί το νερό που ρέει στη διεύθυνση ροής (διαμήκη) σε MPa, C_D είναι ο συντελεστής οπισθέλκουσας για βάθρα, που για τετραγωνική διατομή είναι ίσος με 1.4, και V είναι η ταχύτητα ροής σχεδιασμού (μέγιστη) σε m/s.

Για το πλυμμηρικό σενάριο με περίοδο επαναφοράς $T = 1000$ έτη προκύπτει ότι η πιο συντηρητική εκτίμηση της μέγιστης φόρτισης που μπορεί να δεχθεί το Γεφύρι του Πασά είναι $p = 0.0489 \text{ MPa}$.



Σχήμα 4.1: Σκαρίφημα της όψης της Γέφυρας του Πασά με σχεδιασμένη τη βρεχόμενη διατομή για βροχόπτωση με περίοδο επαναφοράς 1000 ετών.

Για τις ανάγκες αποτίμησης και ανασχεδιασμού υιοθετήθηκε ακόμα πιο συντηρητική θεώρηση των υδρολογικών παραμέτρων με βάση τις τιμές που παρουσιάστηκαν και στην προμελέτη (Στάδιο Α). Έτσι, λαμβάνεται ως μέγιστη τιμή φόρτισης η διπλάσια από αυτή που προέκυψε από την υδρολογική μελέτη δηλαδή $p = 0.10 \text{ MPa}$. Αντίστοιχα, η στάθμη πλημμύρας σχεδιασμού θεωρείται υψηλότερα από αυτήν που καθορίστηκε από την μελέτη και απεικονίζεται στο Σχήμα 4.2.



Σχήμα 4.2: Σκαρίφημα της όψης της Γέφυρας του Πασά με σχεδιασμένη τη βρεχόμενη διατομή για βροχόπτωση με περίοδο επαναφοράς 1000 ετών και με κόκκινη γραμμή την στάθμη πλημμύρας που λαμβάνεται υπόψη για τις ανάγκες του ανασχεδιασμού.



B.4.4 Σεισμικά Φορτία

B.4.4.1 Φάσμα Σχεδιασμού EC8

Για τις ανάγκες της μελέτης η κύρια τυχηματική δράση του σεισμού εξαρτάται από τον στόχο αποτίμησης ή ανασχεδιασμού σε συνδυασμό με το φάσμα σχεδιασμού του Ευρωκώδικα 8. Τα κριτήρια για την αποτίμηση περιγράφονται από τις Στάθμες Επιτελεστικότητας (Α,Β,Γ) κατά Κ.Α.Δ.Ε.Τ. Τα παραπάνω συνδυάζονται με την οριζόμενη πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών σύμφωνα με τον Πιν. 4.1. Με βάση αυτά, οι ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενου δομήματος καθορίζονται με βάση την Κατηγορία Σπουδαιότητας του και παρουσιάζονται στον Πιν. 4.2 (Παράρτημα 2.1 σχ. Κ.Α.Δ.Ε.Τ. 2022).

Πίνακας 4.1: Στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού φέροντος οργανισμού (Κ.Α.Δ.Ε.Τ. 2022).

Πιθανότητα υπέρβασης σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των 50 ετών	Στάθμη Επιτελεστικότητας		
	A	B	Γ
10%	A1	B1	Γ1
50%	A2	B2	Γ2

Το υπό μελέτη δόμημα σύμφωνα με τις συστάσεις της επιστημονικής επιτροπής του Κεντρικού Αρχαιολογικού Συμβουλίου (Κ.Α.Σ.) κατατάσσεται στην **Κατηγορία III**. Επομένως, με βάση τον Κ.Α.Δ.Ε.Τ. τουλάχιστον στο πλαίσιο της αποτίμησης των υφιστάμενων τμημάτων πρέπει να ικανοποιούνται οι απαιτήσεις για Στάθμη Επιτελεστικότητας B1.

Πίνακας 4.2: Ελάχιστοι ανεκτοί στόχοι αποτίμησης ή ανασχεδιασμού υφιστάμενων κτιρίων ανάλογα με την κατηγορία σπουδαιότητας (Παράρτημα 2.1 Κ.Α.Δ.Ε.Τ. 2022).

Κατηγορία Σπουδαιότητας	Στόχοι
I - Μικρής Σπουδαιότητας	Γ2
II - Συνήθη Κτίρια	Γ1
III - Κτίρια Συνάθροισης Κοινού	B1
IV - Κτίρια ζωτικής σημασίας κατά τη διάρκεια και μετά το σεισμό	B1 & A2



Ο συντελεστής συμπεριφοράς λαμβάνεται με τιμή $q = 1.0$ με βάση τις συστάσεις του Κ.Α.Σ. αλλά και με βάση τον Ευρωκώδικα 8 – Μέρος 2 (συνιστώμενες τιμές συντελεστή q για τοξωτούς φορείς γεφυρών). Με βάση την θεωρούμενη τιμή του συντελεστή συμπεριφοράς αυτόματα οι απαιτήσεις αυξάνονται για Στάθμη Επιτελεστικότητας Α – πλήρως ελαστική συμπεριφορά της κατασκευής.

Από τα παραπάνω γίνεται αντιληπτό ότι τα σεισμικά φορτία σχεδιασμού της γέφυρας είναι ιδιαίτερα αυξημένα και υπερβαίνουν κατά πολύ αυτά των σύγχρονων κατασκευών. Οι τελικές τιμές των φορτίων προκύπτουν από την επιλογή της πιθανότητας υπέρβασης της σεισμικής δράσης εντός του συμβατικού χρόνου ζωής των κατασκευών (50 έτη). Από την επιλογή αυτή προκύπτουν δύο περιπτώσεις σεισμικών φορτίων:

- Στάθμη Επιτελεστικότητας A1: Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 10% - περίοδος επαναφοράς 475 έτη.
- Στάθμη Επιτελεστικότητας A2: Πιθανότητα υπέρβασης της σεισμικής δράσης 30% - περίοδος επαναφοράς 135 έτη. Η επιλογή αυτή οδηγεί σε μείωση 60% των φορτίων της πάνω περίπτωσης.

Ο Ευρωκώδικας 8 (EC8) ορίζει το φάσμα σχεδιασμού, $S_d(T)$ για ελαστική ανάλυση των οριζόντιων συνιστωσών του σεισμού από τις παρακάτω εξισώσεις:

$$0 \leq T \leq T_b: S_d(T) = a_g * S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} * \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: S_d(T) = a_g * S * \frac{2,5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: S_d(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C}{T} \\ \geq \beta * a_g \end{cases}$$

$$T_D \leq T: S_d(T) = \begin{cases} a_g * S * \frac{2,5}{q} * \frac{T_C * T_D}{T^2} \\ \geq \beta * a_g \end{cases}$$

Όπου,

T : Η περίοδος ταλάντωσης ενός γραμμικού συστήματος μιας ελεύθερης κίνησης

a_g : Η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού

S : Συντελεστής εδάφους

T_B : Η περίοδος του κάτω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_C : Η περίοδος του άνω ορίου του κλάδου σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

T_D : Η τιμή της περιόδου που ορίζει την αρχή της περιοχής σταθερής φασματικής επιτάχυνσης

q : Συντελεστής συμπεριφοράς

β : Συντελεστής κατώτατου ορίου για το οριζόντιο φάσμα σχεδιασμού, με συνιστώμενη τιμή την $\beta=0,20$.



Το μέγεθος της έντασης της σεισμικής δράσης για κάθε γεωγραφική περιοχή προσδιορίζεται κατά αναλογία με τη σεισμική ζώνη στην οποία αυτή ανήκει. Εξ ορισμού υποτίθεται ότι μέσα σε κάθε ζώνη η επικινδυνότητα είναι σταθερή. Η επικινδυνότητα περιγράφεται από μια παράμετρο, την τιμή της μέγιστης εδαφικής επιτάχυνσης αναφοράς a_{gR} σε έδαφος κατηγορίας Α. Η περιοχή του δομήματος ανήκει στην **Ζώνη Σεισμικής Επικινδυνότητας Ι** με επιτάχυνση εδάφους $a_{gR}/g=0.16$.

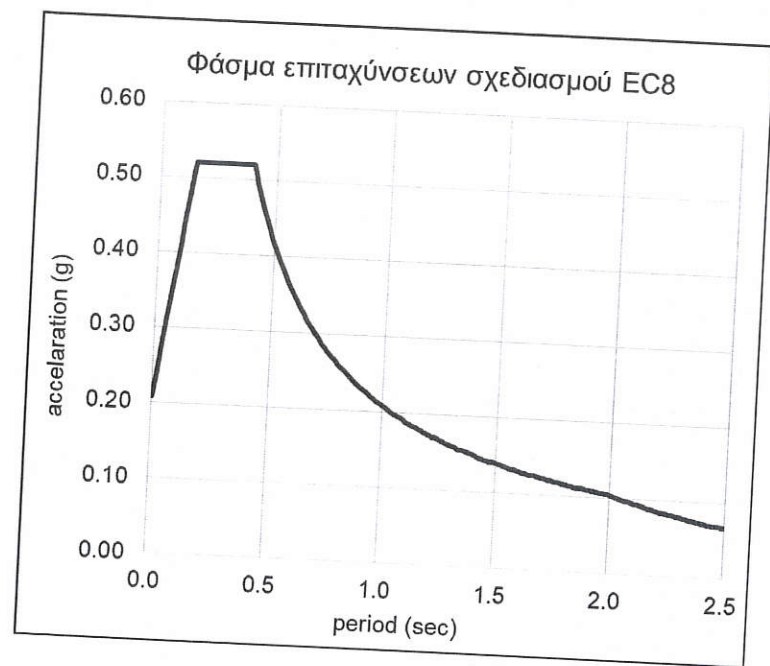
Στην συνέχεια η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού υπολογίζεται από τη σχέση:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR}$$

Όπου, γ_I : Συντελεστής σπουδαιότητας με τιμή 1.30, επομένως και η εδαφική επιτάχυνση σχεδιασμού είναι ίση με $a_g = 0.208g$.

Με βάση την κατηγορία εδάφους προσδιορίζονται οι τιμές των περιόδων T_B, T_C, T_D και συνεπώς η μορφή του φάσματος. Με βάση τα δεδομένα της γεωτεχνικής έρευνας το έδαφος θεμελίωσης κατατάσσεται στην **Κατηγορία Α** και επομένως οι τιμές των παραμέτρων είναι οι εξής:

$$S=1.0, T_B = 0.15 \text{ sec.}, T_C=0.4 \text{ sec.}, T_D=2.5 \text{ sec.}$$



Σχήμα 4.3. Φάσμα επιταχύνσεων σχεδιασμού Ευρωκώδικα 8

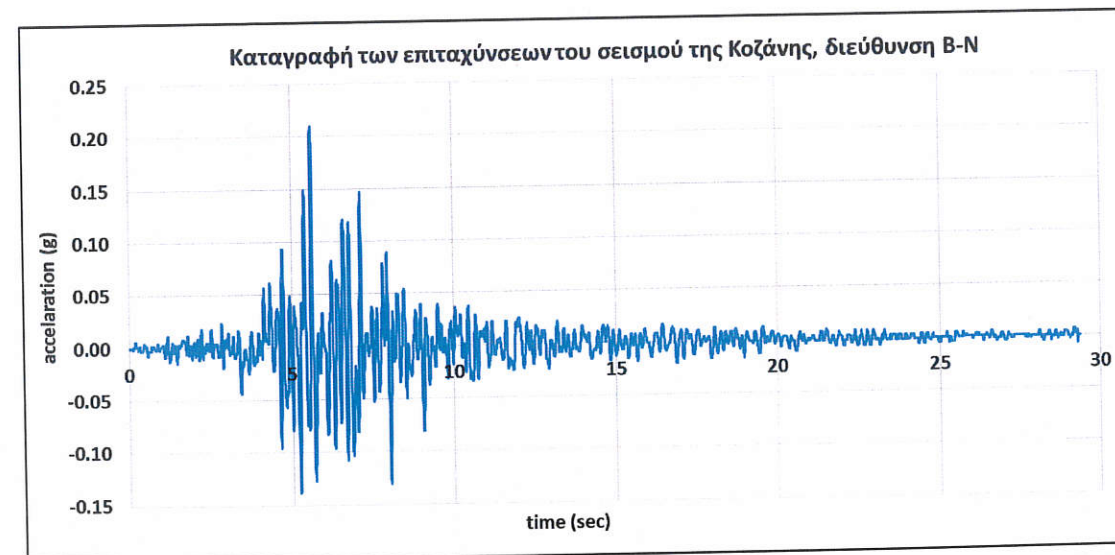


Β.4.4.2 Φάσμα Απόκρισης Σεισμού Κοζάνης 1995

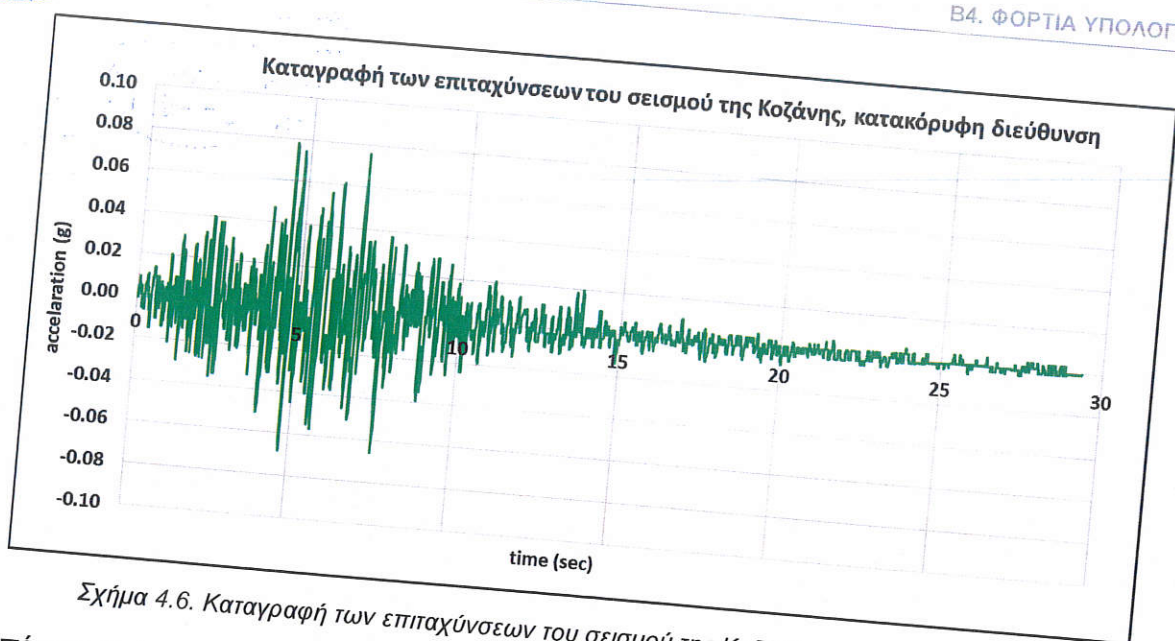
Πέραν το φάσματος επιταχύνσεων του κανονισμού, εξετάζονται και τα φάσματα που προκύπτουν από τον σεισμό της Κοζάνης του 1995. Οι καταγραφές των επιταχύνσεων του σεισμικού γεγονότος αυτού δίνονται στα παρακάτω σχήματα.



Σχήμα 4.4. Καταγραφή των επιταχύνσεων του σεισμού της Κοζάνης, διεύθυνση Α-Δ

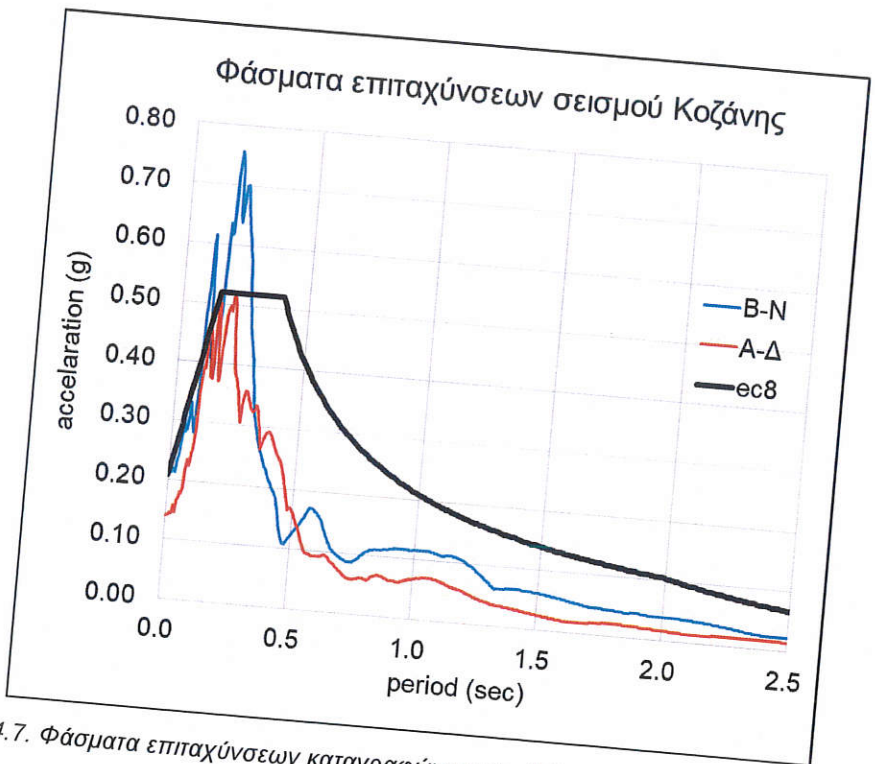


Σχήμα 4.5. Καταγραφή των επιταχύνσεων του σεισμού της Κοζάνης, διεύθυνση Β-Ν



Σχήμα 4.6. Καταγραφή των επιταχύνσεων του σεισμού της Κοζάνης, κατακόρυφη διεύθυνση

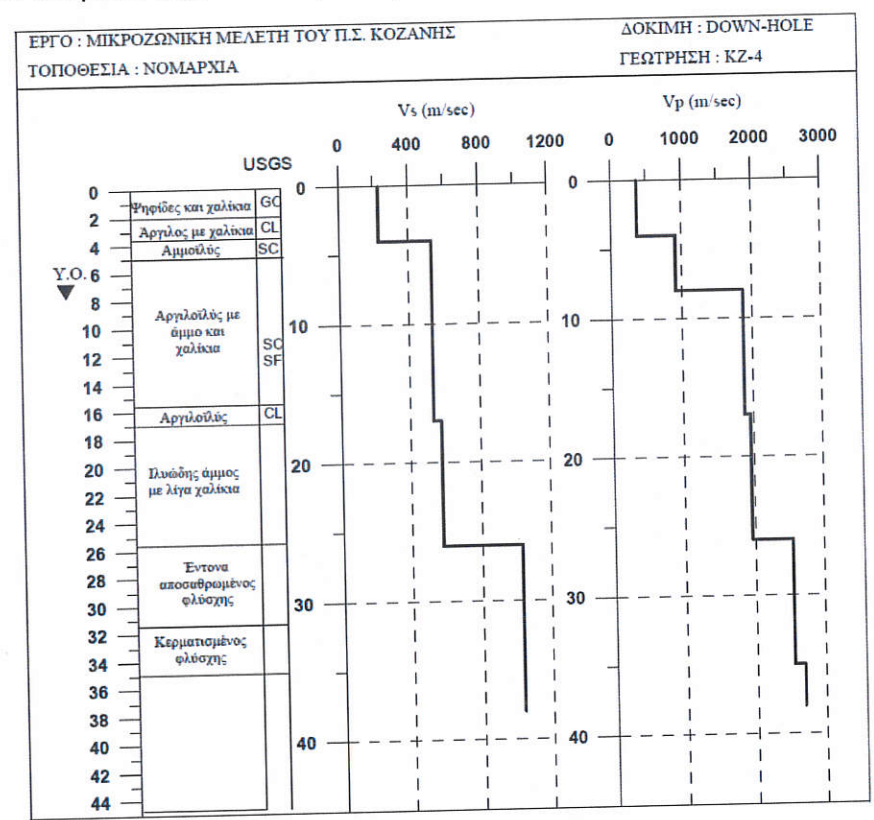
Στο επόμενο σχήμα παρουσιάζονται τα φάσματα των οριζοντίων καταγραφών με διεύθυνση Ανατολή - Δύση (Α-Δ) και Βορράς - Νότος (Β-Ν) σε σύγκριση με το φάσμα του Ευρωκώδικα 8 όπως αυτό περιγράφεται στην προηγούμενη παράγραφο.



Σχήμα 4.7. Φάσματα επιταχύνσεων καταγραφών σεισμού Κοζάνης (1995) και Ευρωκώδικα 8



Επιπροσθέτως, εξετάζεται η μεταφορά του σήματος των καταγραφών μέσω εδαφικών στρώσεων από το σημείο που έγινε η δειγματοληψία (Νομαρχία Κοζάνης) στην θέση του γεφυριού του Πασά. Η διαδικασία αυτή πραγματοποιείται με στόχο να διερευνηθεί η πιθανότητα ενίσχυσης του σήματος, μέσω των εδαφικών στρώσεων και επομένως η εφαρμογή για τις ελαστικές αναλύσεις ένα τροποποιημένου ενισχυμένου φάσματος επιταχύνσεων. Για την μεταφορά των σημάτων, αρχικά πραγματοποιείται μεταφορά της χρονιστορίας από την θέση καταγραφής στον βράχο, με την χρήση της εδαφικής τομής πλησίον της Νομαρχίας Κοζάνης που περιλαμβάνεται σε μικροζωνική μελέτη του Δήμου Κοζάνης που πραγματοποίησε από το Α.Π.Θ. (2000). Οι λεπτομέρειες της γεώτρησης αυτής δίνονται στο σχήμα παρακάτω. Έπειτα η χρονιστορία που προκύπτει στον βράχο μεταφέρεται στην θέση έδρασης του γεφυριού μέσω των εδαφικών τομών που προέκυψαν στα πλαίσια της παρούσας μελέτης (κεφ. Α.3).

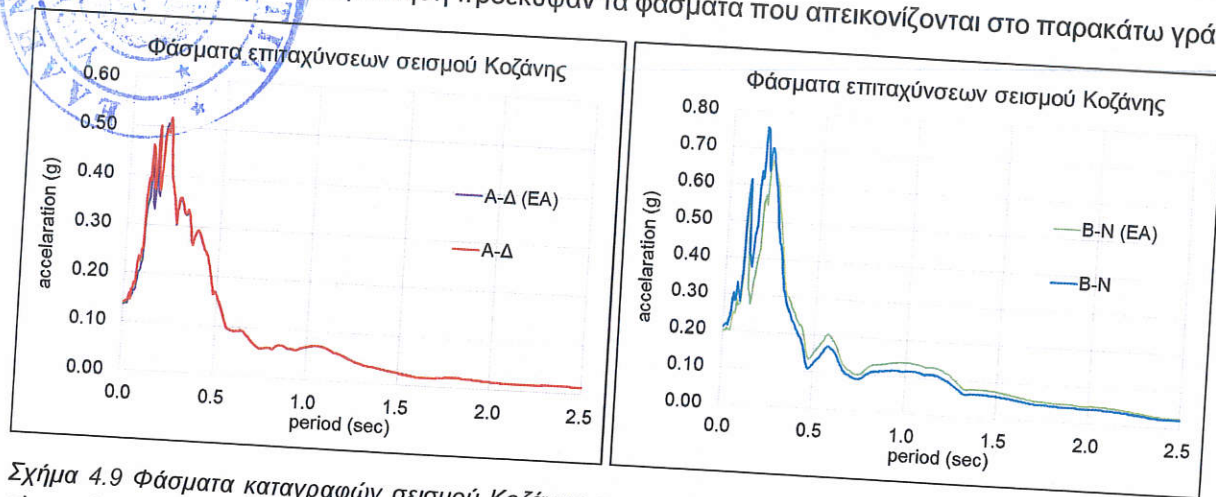


Σχήμα 4.8 Εδαφική τομή και κατανομή της ταχύτητας των σεισμικών κυμάτων στη θέση Νομαρχία Κοζάνης. (Μικροζωνική Μελέτη Π.Σ. Κοζάνης, ΑΠΘ, 2000)

Αρχικά η μεταφορά των σημάτων επιλέγεται να γίνει μέσω ελαστικής ανάλυσης (ΕΑ) στο πρόγραμμα Strata. Επί της ουσίας στην ανάλυση αυτή η μόνη παράμετρος που λαμβάνεται υπόψη στην μεταφορά των σημάτων είναι η ταχύτητα διάδοσης του εδάφους. Επομένως χρησιμοποιήθηκαν οι ταχύτητες διάδοσης Vs που φαίνονται στην παραπάνω εδαφική τομή, ενώ για το έδαφος κάτωθεν του υπό μελέτη φορέα, το οποίο κατατάσσεται στην κατηγορία Α - βράχος, επιλέχθηκε Vs 800m/s βάσει του EC8. Διευκρινίζεται ότι καθότι το έδαφος στην περιοχή της Νομαρχίας της Κοζάνης είναι βραχώδες, τα πρώτα 4m της παραπάνω τομής αγνοήθηκαν καθώς θεωρούνται επίχωση.

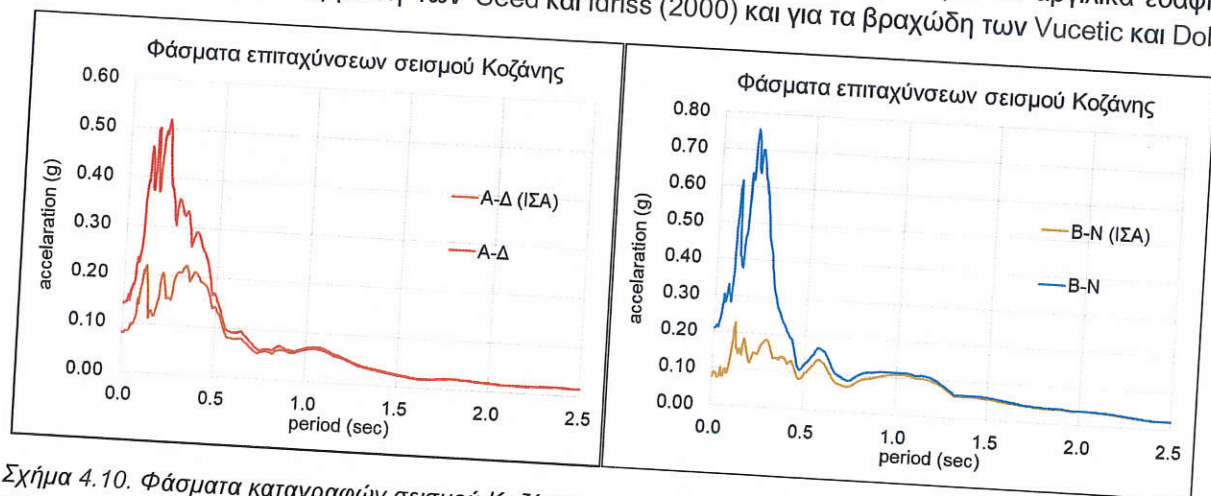


Από την παραπάνω διερεύνηση προέκυψαν τα φάσματα που απεικονίζονται στο παρακάτω γράφημα.



Σχήμα 4.9 Φάσματα καταγραφών σεισμού Κοζάνης, πριν και μετά την μεταφοράς τους θέση της γέφυρας μέσω ελαστικής ανάλυσης (EA)

Σε ένα επόμενο βήμα εξετάστηκε η μεταφορά των σημάτων μέσω ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης, η οποία λαμβάνει υπόψη την μη γραμμικότητα του υλικού, δηλαδή των εδαφικών στρώσεων μέσω σχέσεων διατμητικών τάσεων – παραμορφώσεων και απόσβεσης – παραμόρφωσης. Για τις σχέσεις αυτές εξετάστηκαν διάφοροι τύποι της βιβλιογραφίας, που είναι διαθέσιμη στο λογισμικό, και ταιριάζουν με τους τύπους εδάφους που απαντώνται στις εξεταζόμενες τομές. Παρακάτω παρουσιάζονται τα αποτελέσματα μιας εκδοχής μη γραμμικών αναλύσεων, όπου επιλέχθηκαν για τα αργιλικά εδάφη οι σχέσεις του Idriss, για τα αμμώδη των Seed και Idriss (2000) και για τα βραχώδη των Vucetic και Dobry.



Σχήμα 4.10. Φάσματα καταγραφών σεισμού Κοζάνης, πριν και μετά την μεταφοράς τους θέση της γέφυρας μέσω ισοδύναμης γραμμικής ανάλυσης (ISA)

Από την διερεύνηση που πραγματοποιείται με την μεταφορά των χρονοιστοριών του σεισμού της Κοζάνης από την θέση καταγραφής στην θέση της γέφυρας προκύπτουν φάσματα επιταχύνσεων είτε πανομοιότυπα (ελαστική ανάλυση) είτε σημαντικά απομειωμένα (ισοδύναμη γραμμική ανάλυση). Επομένως, επιλέγεται να χρησιμοποιηθούν στις αναλύσεις που ακολουθούν τα αρχικά φάσματα των καταγραφών χωρίς κάποια επεξεργασία – ενίσχυση.

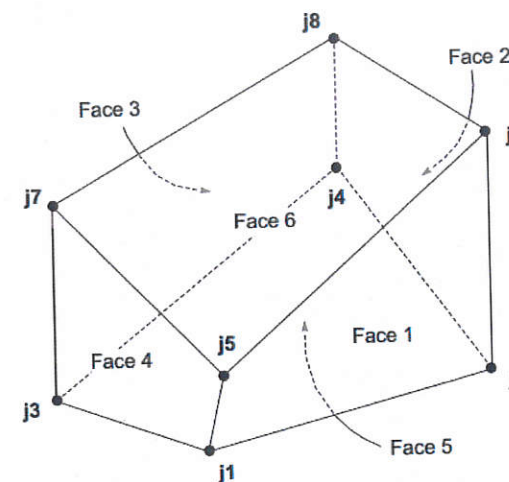


B.5 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

B.5.1 Διαμόρφωση Αριθμητικού Προσομοιώματος

Η προσομοίωση του φορέα του υπό μελέτη δομήματος γίνεται με τη μέθοδο των Πεπερασμένων Στοιχείων (Finite Element Method - F.E.M.), μέσω του λογισμικού προγράμματος Sap2000. Η μέθοδος αυτή δίνει την δυνατότητα μιας αξιόπιστης προσομοίωσης της κατανομής των μαζών επί της κατασκευής και επομένως μια ρεαλιστική προσομοίωση των δυνάμεων αδράνειας που επιβάλλονται σε αυτήν κατά την διάρκεια σεισμικής διέγερσης. Επιπλέον, προσφέρει το πλεονέκτημα της ευελιξίας κατά τη διάρκεια της προσομοίωσης όσον αφορά τη γεωμετρία και τις συνοριακές συνθήκες, ενώ δύναται να οδηγήσει σε αποτελέσματα μεγάλης ακρίβειας.

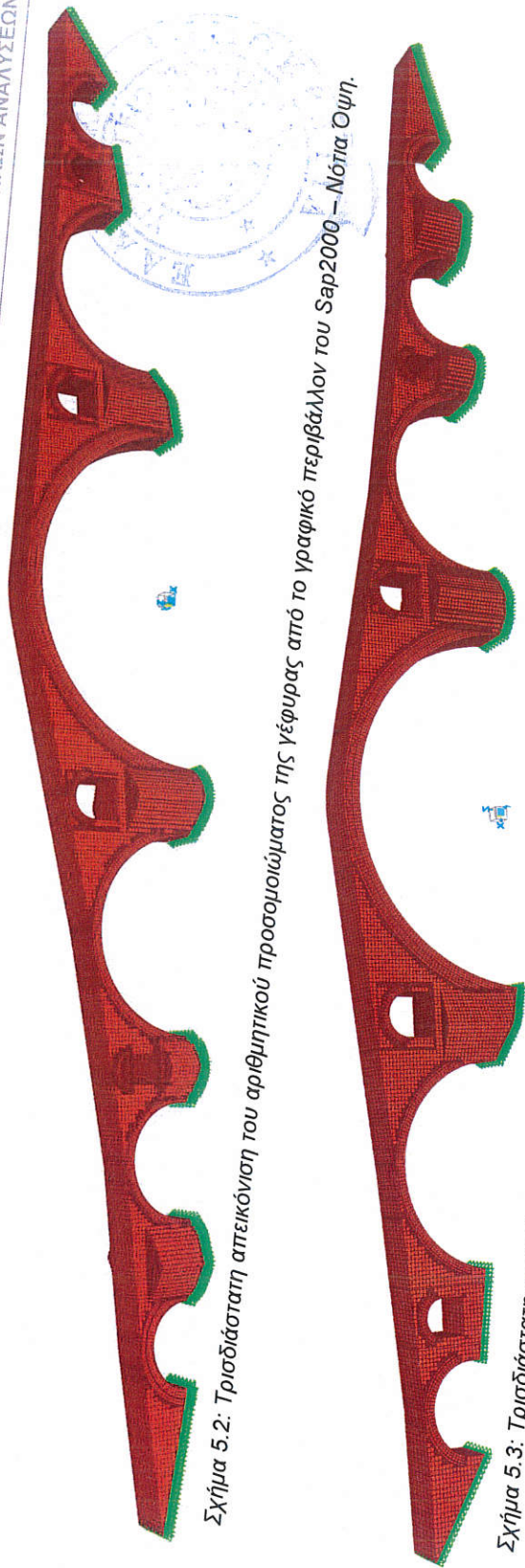
Το αριθμητικό προσομοίωμα περιλαμβάνει το σύνολο των επιμέρους δομικών στοιχείων της γέφυρας. Χρησιμοποιούνται τρισδιάστατα πεπερασμένα στοιχεία (Solid Elements) με έξι και οκτώ κόμβους και κατά το δυνατόν ομοιόμορφες διαστάσεις. Η διακριτοποίηση στα τρισδιάστατα στοιχεία επιλέχθηκε λαμβάνοντας υπόψη το μέγεθος της κατασκευής και την επιθυμητή ακρίβεια των αποτελεσμάτων, ενώ είναι διαφορετική στα επιμέρους δομικά στοιχεία (πχ. τα τόξα με το υπόλοιπο σώμα της γέφυρας). Στο πλαίσιο της παρούσας διερεύνησης γίνεται η προσπάθεια να ληφθεί υπόψη η πραγματική γεωμετρία με όσο το δυνατόν λιγότερες απλοποιήσεις σε ότι αφορά τις διατομές των τόξων, τις διαστάσεις των ανοιγμάτων κ.λπ.



Σχήμα 5.1: Το τρισδιάστατο στοιχείο Solid Element με την συνδεσμολογία των κόμβων και τον καθορισμό των όψεων του στο πρόγραμμα Sap2000 (CSI Analysis Reference Manual, 2016).

Στα διαμορφωμένα τρισδιάστατα στοιχεία προσδίδονται ιδιότητες, αντίστοιχες με τα δομικά στοιχεία που προσομοιώνουν. Ως συνθήκες στηρίξεις, όπως και στην προκαταρκτική μελέτη (Στάδιο Α), θεωρούνται αρθρώσεις στη στάθμη πλευρικής επαφής των βάθρων με το έδαφος.





Σχήμα 5.2: Τρισδιάστατη απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος της γέφυρας από το γραφικό περιβάλλον του Sap2000 – Νότια Όψη.



Σχήμα 5.3: Τρισδιάστατη απεικόνιση του αριθμητικού προσομοιώματος της γέφυρας από το γραφικό περιβάλλον του Sap2000 – Βόρεια Όψη.

Σχήμα 5.4: Ενδεικτικές λεπτομέρειες του τρόπου διακριτοποίησης των τρισδιάστατων πεπερασμένων στοιχείων – τρίτο μεσόβαθρο (αριστερά) και κεντρικό τόξο (δεξιά).



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

B.5.2 Συνδυασμοί Δράσεων

Οι συνδυασμοί δράσεων για τις οριακές καταστάσεις αστοχίας (βασικοί και τυχνηματικοί συνδυασμοί), γίνονται σύμφωνα με τους κανονισμούς Ευρωκώδικα 0 (EC0) και Ευρωκώδικα 1 (EC1). Παράλληλα, για τα υφιστάμενα στοιχεία οι συντελεστές για τους συνδυασμούς καθορίζονται με βάση την Σ.Α.Δ. κατά τα παρακάτω:

Για τους βασικούς συνδυασμούς και για δυσμενείς επιρροές της δράσεως:

Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g = 1.35$

Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g = 1.50$ ή 1.20 , αντιστοίχως

Για τις υπόλοιπες περιπτώσεις συνδυασμών και επιρροών της δράσεως:

Ικανοποιητική ΣΑΔ $\gamma_g = 1,10$

Ανεκτή ή υψηλή ΣΑΔ $\gamma_g = 1,20$ ή $1,00$, αντιστοίχως

B.5.2.1 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων

Για οριακές καταστάσεις αστοχίας, η γενική μορφή συνδυασμού των δράσεων δίνεται από την παρακάτω του EC :

$$\sum \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

όπου $G_{k,j}$ οι χαρακτηριστικές τιμές των μόνιμων δράσεων, $Q_{k,1}$ η χαρακτηριστική τιμή μίας εκ των μεταβλητών δράσεων και $Q_{k,i}$ η χαρακτηριστικές τιμές των υπόλοιπων μεταβλητών δράσεων, γ_G είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μόνιμη δράση, $\gamma_{Q,i}$ είναι ο επιμέρους συντελεστής ασφαλείας για τη μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$, και $\psi_{0,i}$ ο συντελεστής συνδυασμού ψ για τη μεταβλητή δράση $Q_{k,i}$, ο οποίος καθορίζεται από τον Ευρωκώδικα 1.

Οι συντελεστές συνδυασμού ψ , είναι διαφορετικοί για τις διάφορες δράσεις και εξαρτώνται από τη μακροχρόνια ή βραχυχρόνια επίδραση τους στην εξεταζόμενη οριακή κατάσταση: $\psi_0=0,50$ για φορτίο χιονιού.

Με βάση τα παραπάνω και εφόσον τα κινητά φορτία παραλείπονται, δημιουργούνται οι παρακάτω συνδυασμοί για βασικές δράσεις:

$$1,35G$$

$$G + 1,50P \text{ υδρ. πίεση}$$

Με G συμβολίζονται τα μόνιμα φορτία και P τα φορτία από την πίεση της ροής του ποταμού.

B.5.2.2 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων

Η τυχνηματική δράση του σεισμού δεν συνδυάζεται με άλλες τυχνηματικές δράσεις και επιβαλλόμενες παραμορφώσεις. Προκύπτουν και εξετάζονται επομένως οι εξής σεισμικοί συνδυασμοί για οριακή κατάσταση αστοχίας:

$$\sum G_{k,j} + \sum \psi_{2,i} Q_{k,i} + A_{ED}$$

Έτσι, δημιουργούνται οι παρακάτω συνδυασμοί ανάλογα με την μέθοδο ανάλυσης που χρησιμοποιείται για τον προσδιορισμό των σεισμικών δράσεων.



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Με βάση την Δυναμική Φασματική Ανάλυση:

$$G + E_x + 0.3E_y + 0.3E_z$$

$$G + 0.3E_x + E_y + 0.3E_z$$

$$G + 0.3E_x + 0.3E_y + E_z$$

Όπου χρησιμοποιείται ο εναλλακτικός τρόπος επαλληλίας των σεισμικών δράσεων E_x και E_y , ώστε να χρησιμοποιηθούν τα αποτελέσματά των συνδυασμών αυτών για τη βασική ανάλυση.

Με βάση την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση είναι δυνατόν να εφαρμοστεί μόνον ο προσεγγιστικός εναλλακτικός τρόπος χωρικής επαλληλίας, ενώ απαιτείται να ληφθούν υπόψη όλοι οι συνδυασμοί με τις θετικές και αρνητικές φορές των σεισμικών δράσεων. Με βάση τα παραπάνω προκύπτουν για την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση συνολικά 12 διαφορετικοί συνδυασμοί δράσεων:

$$G \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z$$

$$G \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z$$

$$G \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z$$

B.5.3 Μέθοδοι Ανάλυσης

Για τον προσδιορισμό των σεισμικών δράσεων στην κατασκευή επιλέγονται δύο μέθοδοι ανάλυσης λαμβάνοντας υπόψη το σχετικό κανονιστικό πλαίσιο. Συγκεκριμένα εφαρμόζονται:

- Η Ιδιομορφική Ανάλυση Φάσματος Απόκρισης – Δυναμική Φασματική Ανάλυση, ως συμπληρωματική ανάλυση, για τον προσδιορισμό των στοιχείων με μεγαλύτερες συγκεντρώσεις τάσεων.
- Η Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση, ως βασική ανάλυση, της οποίας τα αποτελέσματα χρησιμοποιούνται για τους ελέγχους επάρκειας των δομικών στοιχείων τοιχοποιίας. Η εφαρμογή της ανάλυσης αυτής γίνεται αξιοποιώντας τα αποτελέσματα της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης.

Ιδιομορφική Φασματική Ανάλυση

Σε πρώτο στάδιο πραγματοποιείται η Δυναμική Φασματική Ανάλυση. Σε γενικές γραμμές η διαδικασία υπολογισμών περιλαμβάνει:

- Ιδιομορφική Ανάλυση – επίλυση του προβλήματος ιδιοταλάντωσης. Μέσω της ανάλυσης αυτής υπολογίζονται οι ιδιοπερίοδοι και οι ιδιομορφές της κατασκευής. Ο αριθμός των ιδιομορφών που λαμβάνονται υπόψη κατά την ανάλυση καθορίζεται σε γενικές γραμμές από τον μελετητή στα πλαίσια των ορίων που θέτουν οι κανονισμοί. Στο πλαίσιο της παρούσας διερεύνησης λαμβάνονται υπόψη οι απαιτούμενες ιδιομορφές, ώστε να ενεργοποιείται σχεδόν το σύνολο (δηλ. πάνω από το 90%) της ταλαντούμενης μάζας της κατασκευής στις τρεις κύριες διευθύνσεις. Ο υπολογισμός των ιδιομορφών γίνεται με τη μέθοδο των διανυσμάτων Ritz (Ritz Vectors). Με την μέθοδο αυτή λαμβάνονται υπόψη οι ιδιομορφές που ενεργοποιούν το μεγαλύτερο ποσοστό της συνολικής μάζας του κτιρίου και αποφεύγονται τοπικές ιδιομορφές. Έτσι, περιορίζεται σημαντικά το πλήθος των ιδιομορφών που υπολογίζονται για να καλυφθεί η απαίτηση της συνολικής ενεργοποιούμενης μάζας. Παράλληλα, γίνεται ακριβέστερη εκτίμηση των μεγεθών απόκρισης, καθώς δεν λαμβάνονται υπόψη ιδιομορφές

δευτερευόντων δομικών στοιχείων και αρκετά σχήματα ιδιομορφών εντελώς ασύμβατα με τον τρόπο παραμόρφωσης των κατασκευών από τοιχοποιία.

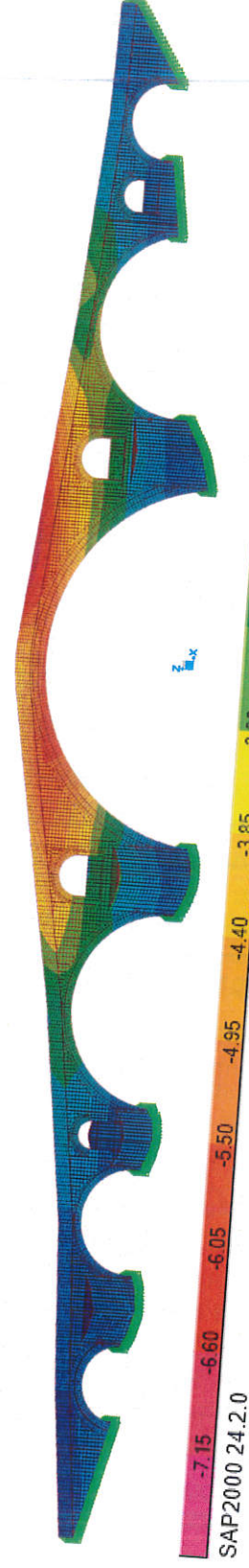
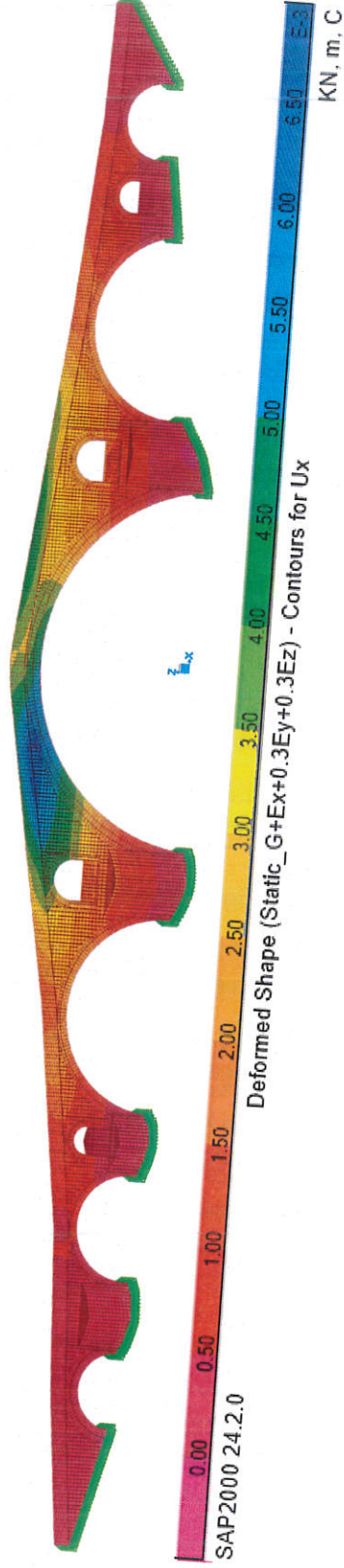
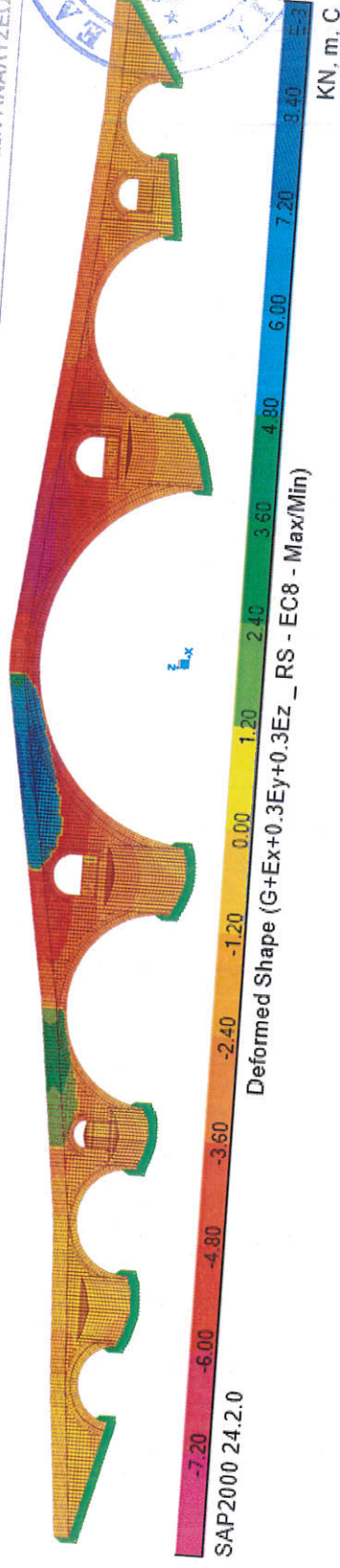
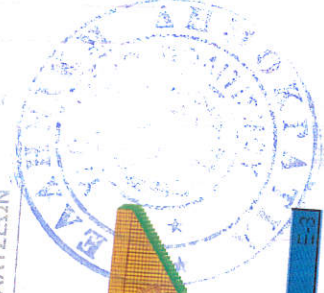
- Υπολογισμός μέγιστων ιδιομορφικών αποκρίσεων με βάση το φάσμα σχεδιασμού κατά την διεύθυνση των δύο οριζόντιων αξόνων και του κατακόρυφου άξονα του καθολικού συστήματος συντεταγμένων. Ακολουθεί η επαλληλία των αποκρίσεων και στην συνέχεια η χωρική επαλληλία σύμφωνα με τον κανόνα της απλής τετραγωνικής επαλληλίας (SRSS).
- Η παραπάνω διαδικασία εκτελείται συνολικά έξι φορές, ώστε να ληφθούν υπόψη οι θετικές και αρνητικές φορές των σεισμικών δράσεων στις τρεις κύριες διευθύνσεις του καθολικού συστήματος συντεταγμένων. Τα αποτελέσματα κάθε μίας από αυτές επιλύσεις, επαλληλίζονται με τα αποτελέσματα που προκύπτουν από τις στατικές επιλύσεις λόγω μόνιμων και κινητών φορτίων, σύμφωνα με τις αντίστοιχες εξισώσεις του σεισμικού συνδυασμού δράσεων. Τα τελικά μεγέθη απόκρισης (μεγέθη έντασης και μετακίνησης) που προκύπτουν από την παραπάνω διαδικασία εμφανίζονται ταυτόχρονα στο πλαίσιο ενός και μόνου συνδυασμού δράσεων. Η παρουσίαση των συνδυασμών δράσεων για κάθε μια από τις επιλύσεις γίνεται παρακάτω.

Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση

Για τον προσδιορισμό των μεγεθών απόκρισης, προκειμένου να γίνουν οι έλεγχοι επάρκειας, χρησιμοποιείται η Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση ως βασική μέθοδο ανάλυσης για την αποτίμηση της φέρουσας ικανότητας της κατασκευής. Ο προσδιορισμός των οριζόντιων σεισμικών δυνάμεων γίνεται με βάση τα αποτελέσματα της Ιδιομορφικής Ανάλυσης Φάσματος Απόκρισης και με καθ' ύψος κατανομή τους σύμφωνα με την παρακάτω διαδικασία:

- Προσδιορισμός των αντιδράσεων στήριξης για τις τρεις κύριες διευθύνσεις των σεισμικών δράσεων με βάση την Δυναμική Φασματική Ανάλυση – F_x για κύρια διεύθυνση σεισμικής δράσης κατά τον X άξονα, F_y για κύρια διεύθυνση σεισμικής δράσης κατά τον Y άξονα και F_z για κύρια διεύθυνση σεισμικής δράσης κατά τον Z άξονα.
- Υπολογισμός τις αντιδράσεις στήριξης $F_z.d$ από τη στατική επίλυση με τα μόνιμα φορτία.
- Προσδιορίζονται στη συνέχεια οι σεισμικές δράσεις ως ποσοστό της μάζας του κτιρίου που λαμβάνεται υπόψη για τις κύριες διευθύνσεις (δηλ. $F_x/F_z.d$, $F_y/F_z.d$ και $F_z/F_z.d$).
- Οι λόγοι αυτοί εφαρμόζονται ως οριζόντια και κατακόρυφα βαρυτικά φορτία στην γέφυρα για τις τρεις διευθύνσεις και τις θετικές και αρνητικές φορές.
- Τελικώς, οι τέμνουσες βάσεις F_x , F_y και F_z που προκύπτουν από αυτήν την ανάλυση θα πρέπει να έχουν την ίδια τιμή με τις αντίστοιχες της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης.

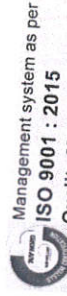
Η κατανομή των δυνάμεων καθ' ύψος γίνεται με τέτοιο τρόπο, ώστε να προσεγγιστούν οι τιμές των οριζόντιων μετατοπίσεων κατά τις δύο κύριες διευθύνσεις με αυτές που προκύπτουν από τη Δυναμική Φασματική Ανάλυση. Η κατανομή των δυνάμεων που προκύπτει με αυτή την διαδικασία είναι πολύ κοντά στην ιδιομορφική κατανομή και επομένως θεωρείται σε μεγάλο βαθμό αξιόπιστη. Η σύγκριση των μετακινήσεων γίνεται κυρίως στο κεντρικό τόξο της γέφυρας, στο οποίο εντοπίζονται και οι μεγαλύτερες τιμές.



Οριζόντιες μετακινήσεις u_x για την Δυναμική Φασματική Ανάλυση και την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση.



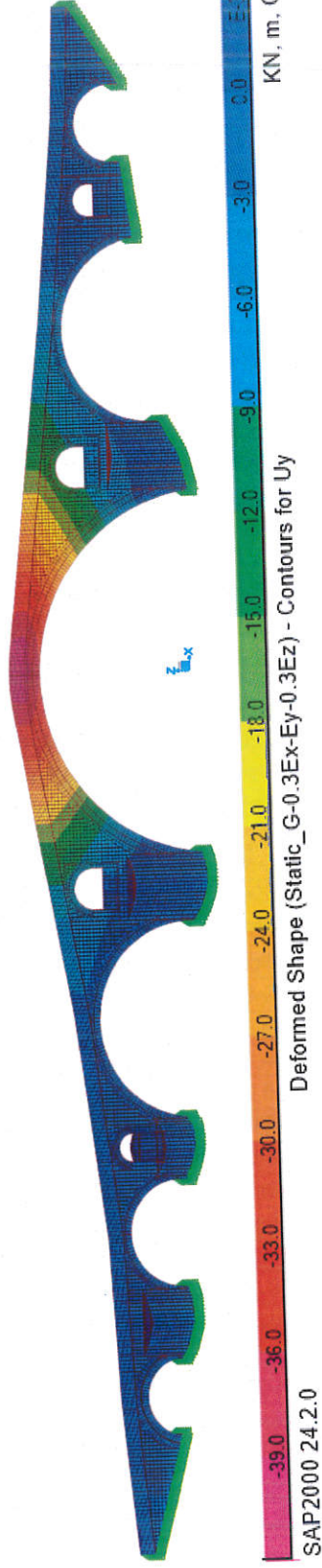
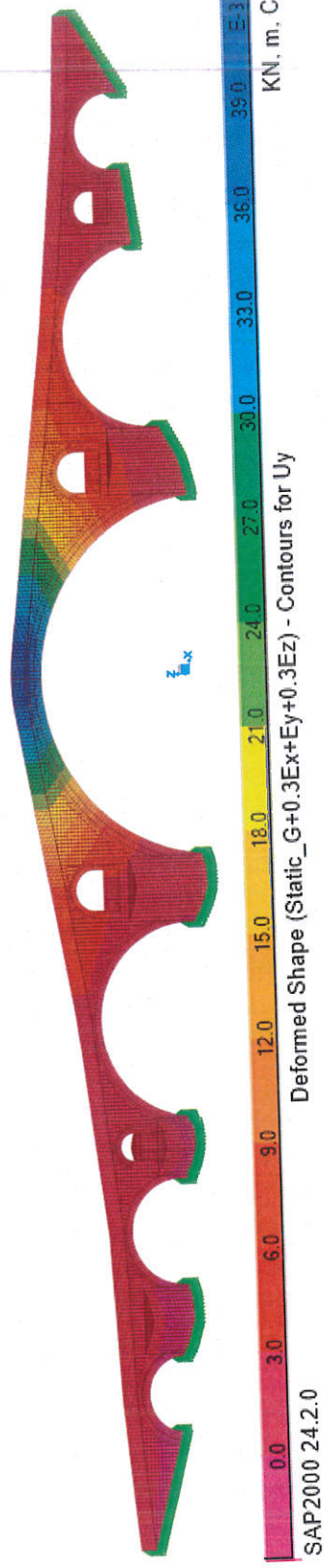
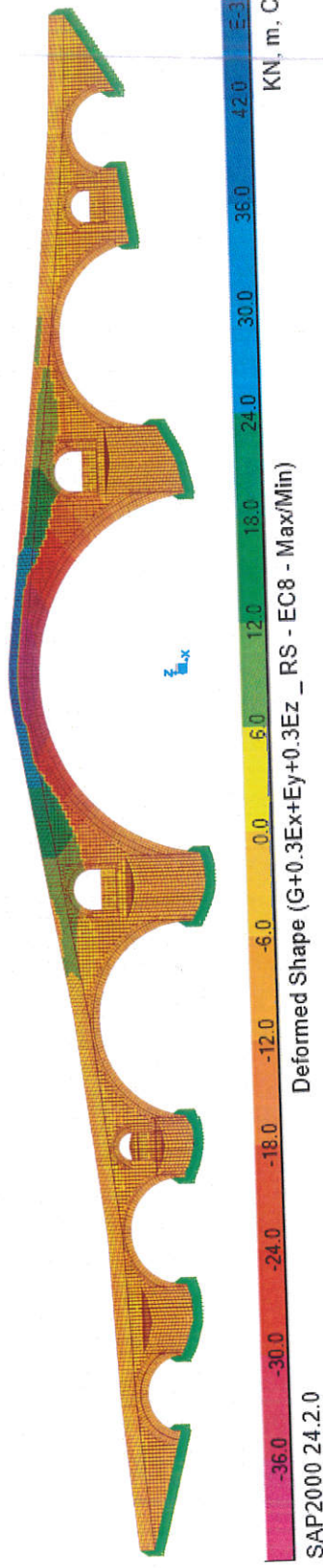
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



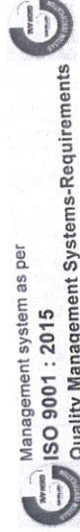
ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ



Οριζόντιες μετακινήσεις u_y για την Δυναμική Φασματική Ανάλυση και την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση.



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ



**B.5.4 Ιδιομορφική Ανάλυση**

Η ιδιομορφική ανάλυση, εκτός του ότι είναι απαραίτητη για την εφαρμογή της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης, παρέχει σημαντικά σε πρώτη φάση στοιχεία για τον τρόπο απόκρισης της κατασκευής στην περίπτωση σεισμικής διέγερσης. Για την πραγματοποίηση της ανάλυσης είναι απαραίτητος ο καθορισμός της μάζας της κατασκευής, η οποία θα ληφθεί υπόψη κατά την ανάλυση. Με βάση τη μάζα υπολογίζονται τα δυναμικά χαρακτηριστικά του κτιρίου. Ως συνολική μάζα της κατασκευής θεωρήθηκε κατά την ανάλυση αυτή που προκύπτει από τους σεισμικούς συνδυασμούς σύμφωνα με τις οδηγίες του κανονισμού, δηλαδή τα ίδια βάρη της γέφυρας.

Ο υπολογισμός των ιδιομορφών, όπως αναφέρθηκε γίνεται με τη μέθοδο των διανυσμάτων Ritz (Ritz Vectors) για λόγους συντομίας κατά την επίλυση αλλά και για να ληφθούν υπόψη όλες οι ιδιομορφές με το μεγαλύτερο ποσοστό ενεργοποιημένης μάζας κατά την ταλάντωση. Για αυτό και σε σύνολο μόλις 24 ιδιομορφών, το άθροισμα των ενεργοποιούμενων ιδιομορφικών μαζών φτάνει σε ποσοστό περίπου 90% της συνολικής μάζας της κατασκευής στις τρεις κύριες διευθύνσεις (2 οριζόντιες και μία κατακόρυφη). Πρόκειται για ποσοστό αρκετά μεγαλύτερο από αυτό που θέτει ως όριο ο Κ.Α.Δ.Ε.Τ. για την εφαρμογή της Δυναμικής Φασματικής Ανάλυσης.

Στον πίνακα 5.1 που ακολουθεί παρουσιάζονται τα συνολικά αποτελέσματα της ιδιομορφικής ανάλυσης. Συγκεκριμένα, ο πίνακας περιλαμβάνει για κάθε ιδιομορφή την αντίστοιχη ιδιοπερίοδο και το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιείται, καθώς και το συνολικό άθροισμα της ενεργοποιούμενης μάζας σε κάθε διεύθυνση. Με βάση τα συγκεντρωτικά αποτελέσματα γίνεται ο εντοπισμός των τριών θεμελιωδών μεταφορικών ιδιομορφών κατά τις τρεις κύριες διευθύνσεις x, y και z. Πρόκειται για τις ιδιομορφές που ενεργοποιούν το μεγαλύτερο ποσοστό μάζας σε κάθε διεύθυνση της κατασκευής και έχουν την μεγαλύτερη συμμετοχή στην συνολική απόκριση της. Για αυτούς του λόγους σχολιάζονται με μεγαλύτερη λεπτομέρεια:

- Η πρώτη ιδιομορφή είναι και η θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά την εγκάρσια διεύθυνση της γέφυρας, δηλαδή την διεύθυνση y. Έχει περίοδο $T = 0.41$ sec. και ενεργοποιεί το 21% της μάζας του ταλαντούμενου συστήματος. Η τιμή αυτή της ιδιοπεριόδου είναι σημαντικά μεγαλύτερη από τις υπόλοιπες, γεγονός που καταδεικνύει την μεγαλύτερη ευκαμψία της κατασκευής σε αυτή την διεύθυνση. Κατά την ιδιομορφή αυτή ταλαντώνεται κατά την εγκάρσια έννοια μόνο το κεντρικό τόξο της γέφυρας.
- Η τρίτη ιδιομορφή είναι η θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά διαμήκη διεύθυνση της γέφυρας, δηλαδή την διεύθυνση x. Έχει περίοδο $T = 0.205$ sec. και ενεργοποιεί το 31% της μάζας του ταλαντούμενου συστήματος. Το ποσοστό αυτό της ενεργοποιούμενης μάζας είναι και το μεγαλύτερο συνολικά και επομένως καταδεικνύεται η σημαντική συμβολή της εντός επιπέδου απόκρισης της γέφυρας στην συνολική της συμπεριφοράς υπό σεισμική διέγερση. Κατά την ιδιομορφή αυτή ταλαντώνεται κατά την διαμήκη διεύθυνση κυρίως τα μεγαλύτερα και κεντρικότερα τόξα της γέφυρας (3ο, 4ο και 5ο τόξο).
- Η όγδοη ιδιομορφή είναι η θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά την κατακόρυφη διεύθυνση της κατασκευής, δηλαδή την διεύθυνση z. Έχει περίοδο $T = 0.12$ sec. και ενεργοποιεί το 11% της μάζας του ταλαντούμενου συστήματος. Κατά την ιδιομορφή αυτή ταλαντώνονται κατά την κατακόρυφη έννοια και πάλι κυρίως τα μεγαλύτερα τόξα της γέφυρας (3ο, 4ο και 5ο τόξο).



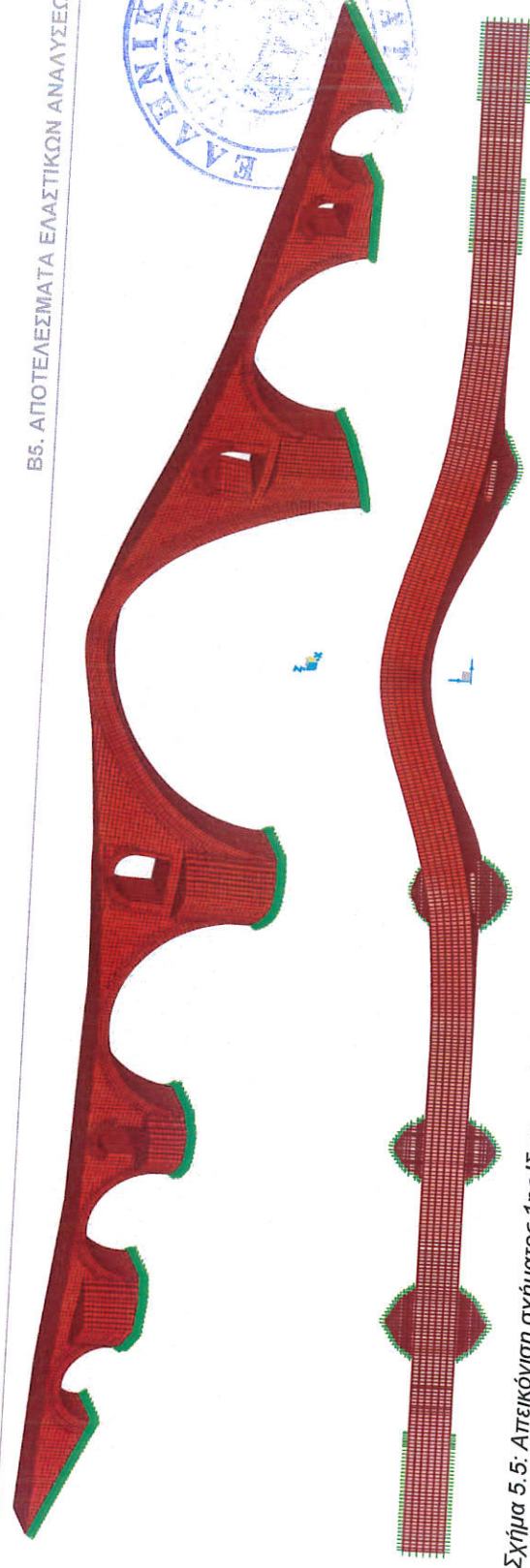
Παρατηρώντας τα χαρακτηριστικά και τις ενεργοποιούμενες μάζες των υπόλοιπων ιδιομορφών με τα αντίστοιχα σχήματά τους αναφέρονται τα εξής:

- Σημαντικός αριθμός δευτερευουσών ιδιομορφών με αρκετά μεγάλα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας συνδέονται με την εκτός επιπέδου ταλάντωση της γέφυρας. Όμως οι περισσότερες στις περισσότερες εξ αυτών αντιστοιχούν πολύ μικρές ιδιοπερίοδοι της τάξης των 0.05 – 0.06 sec. Εξαιρέση αποτελεί η τέταρτη ιδιομορφή με ιδιοπερίοδο $T = 0.19$ sec. και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 21%. Κατά την ιδιομορφή αυτή ταλαντώνονται στην εγκάρσια διεύθυνση τα τρία μεγαλύτερα τόξα της γέφυρας. Από το ποσοστό της μάζας που ενεργοποιεί η ιδιομορφή καταδεικνύεται η σημαντική συμβολή της στην απόκριση της γέφυρας.
- Σημαντικός αριθμός δευτερευουσών ιδιομορφών συνδέονται και με την ταλάντωση της γέφυρας κατά την κατακόρυφη έννοια με ακόμα και με μεγαλύτερα ποσοστά ενεργοποιούμενης μάζας (μέγιστο ποσοστό 22%). Όμως στο σύνολο αυτών αντιστοιχούν πολύ μικρές ιδιοπερίοδοι της τάξης των 0.02 sec και επομένως η συνεισφοράς τους στην συνολική απόκριση της γέφυρας δεν είναι σημαντική.

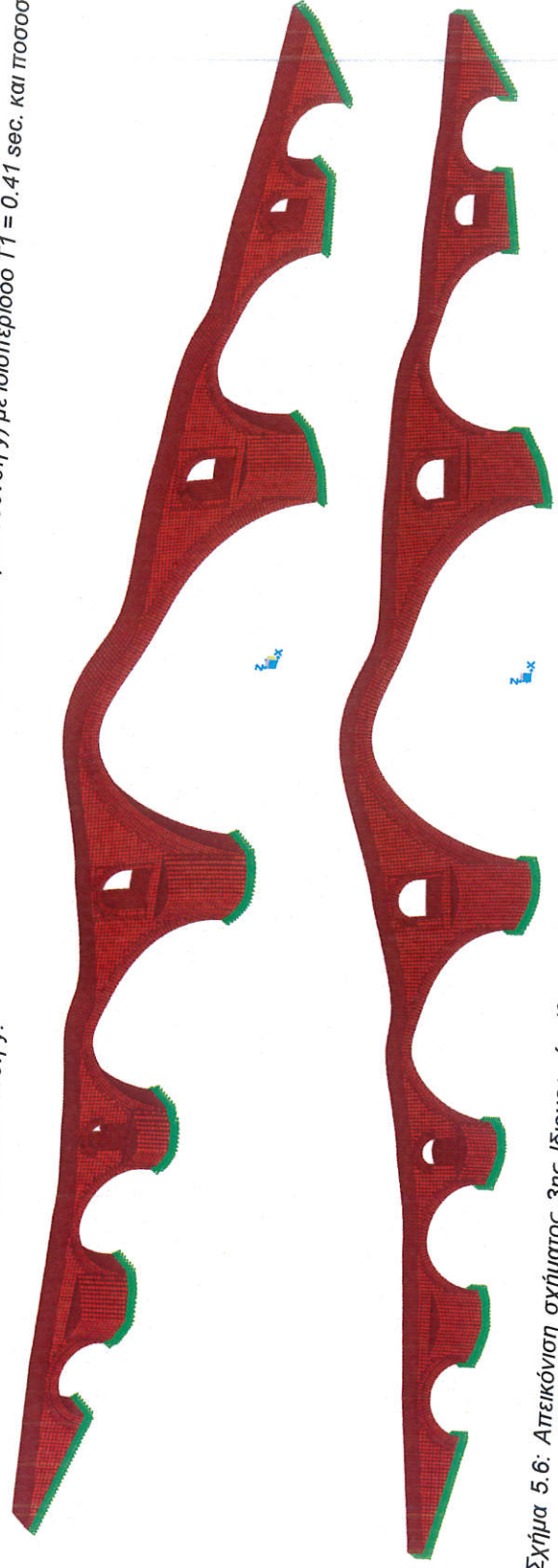
Στις παρακάτω εικόνες παρουσιάζονται τα σχήματα των σημαντικότερων μεταφορικών ιδιομορφών κατά τις τρεις κύριες διευθύνσεις.

Πίνακας 5.1: Αποτελέσματα Ιδιομορφικής Ανάλυσης

TABLE: Modal Participating Mass Ratios							
OutputCase	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Sec	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless	Unitless
Mode 1	0,412793	8,2E-09	0,21	3,289E-08	8,156E-09	0,21	3,29E-08
Mode 2	0,235998	2,9E-08	0,00553	1,989E-07	3,735E-08	0,22	2,32E-07
Mode 3	0,205021	0,31	2,2E-06	0,0005242	0,31	0,22	0,000525
Mode 4	0,186982	2,2E-06	0,21	5,361E-07	0,31	0,43	0,000525
Mode 5	0,162164	3,4E-07	0,01438	2,237E-08	0,31	0,44	0,000525
Mode 6	0,144782	0,00026	1,9E-07	0,01112	0,31	0,44	0,01165
Mode 7	0,125014	2,9E-08	0,00121	1,295E-06	0,31	0,45	0,01165
Mode 8	0,115634	0,00116	1,3E-09	0,11	0,31	0,45	0,12
Mode 9	0,102648	2,4E-07	0,00499	1,359E-08	0,31	0,45	0,12
Mode 10	0,097691	0,21	4,8E-07	0,0009855	0,52	0,45	0,12
Mode 11	0,090958	2E-06	0,05851	4,899E-07	0,52	0,51	0,12
Mode 12	0,075475	2,4E-05	2E-05	0,12	0,52	0,51	0,24
Mode 13	0,07036	0,00411	0,00024	0,04993	0,52	0,51	0,29
Mode 14	0,067858	0,00787	0,00648	0,007774	0,53	0,52	0,3
Mode 15	0,066604	0,0005	0,11	0,001117	0,53	0,63	0,3
Mode 16	0,057848	0,04412	0,00033	0,01333	0,58	0,63	0,31
Mode 17	0,055599	0,00216	0,00037	0,16	0,58	0,63	0,47
Mode 18	0,050948	0,14	0,00042	0,000668	0,71	0,63	0,47
Mode 19	0,045359	0,00027	0,12	0,0002549	0,71	0,75	0,47
Mode 20	0,035601	6,8E-05	0,00021	0,18	0,71	0,75	0,65
Mode 21	0,033259	0,09143	0,00011	0,00259	0,81	0,75	0,65
Mode 22	0,022406	0,0001	0,17	0,001118	0,81	0,92	0,65
Mode 23	0,018706	0,0087	0,00046	0,22	0,81	0,92	0,87
Mode 24	0,016941	0,13	0,0002	0,01174	0,94	0,92	0,88



Σχήμα 5.5: Απεικόνιση σχήματος 1ης ιδιομορφής (θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση y) με ιδιοπερίοδο $T_1 = 0.41$ sec. και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 21% στην διεύθυνση y .



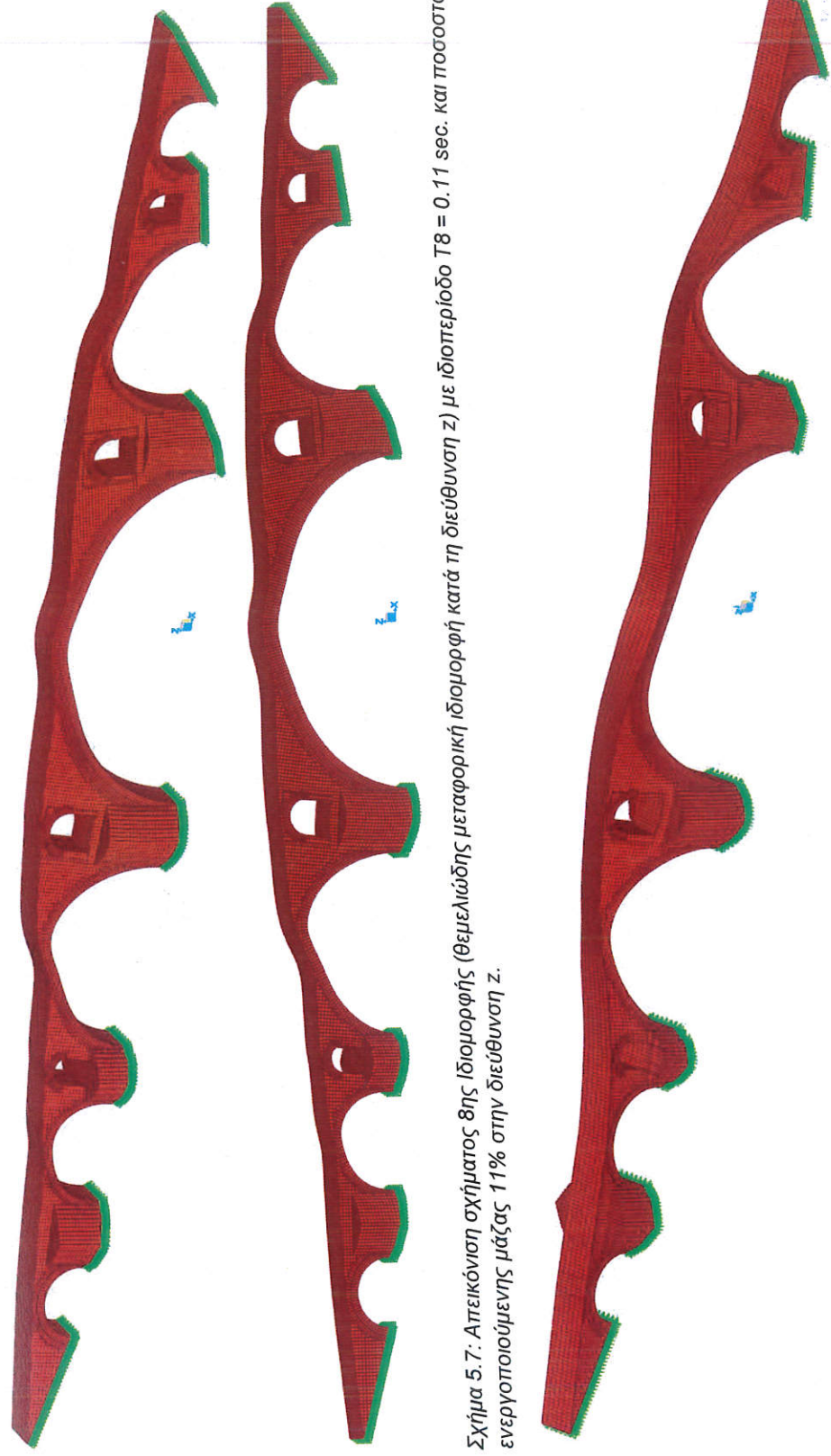
Σχήμα 5.6: Απεικόνιση σχήματος 3ης ιδιομορφής (θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση x) με ιδιοπερίοδο $T_3 = 0.205$ sec. και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 31% στην διεύθυνση x .



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ



Σχήμα 5.7: Απεικόνιση σχήματος 8ης ιδιομορφής (θεμελιώδης μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση y) με ιδιοπερίοδο $T_8 = 0.11$ sec. και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 11% στην διεύθυνση y .

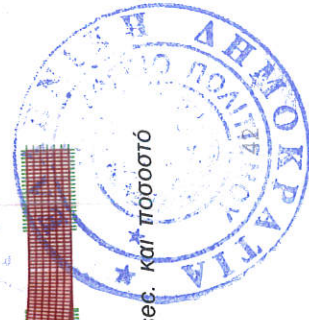


ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

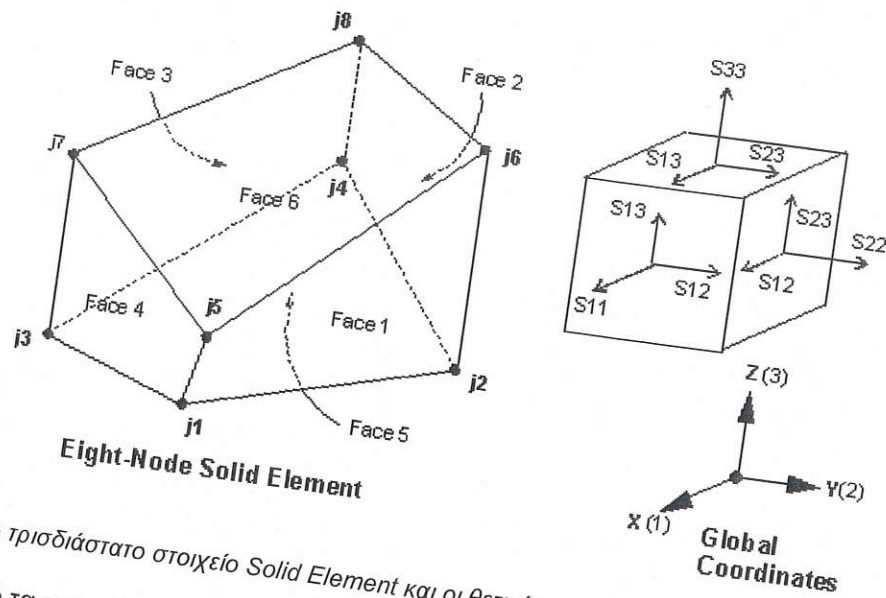


Σχήμα 5.8: Απεικόνιση σχήματος 4ης ιδιομορφής (μεταφορική ιδιομορφή κατά τη διεύθυνση y) με ιδιοπερίοδο $T_4 = 0.19$ sec. και ποσοστό ενεργοποιούμενης μάζας 21% στην διεύθυνση y .

B.5.5 Παρουσίαση Αποτελεσμάτων

Στην συνέχεια παρουσιάζονται τα αποτελέσματα σε όρους τάσεων και παραμορφώσεων για κάθε συνδυασμό δράσεων ξεχωριστά. Η εντατική κατάσταση των δομικών στοιχείων εκφράζεται με τη μορφή ορθών και διατμητικών τάσεων S11, S33 και S13 σε MPa. Για τους βασικούς συνδυασμούς και τους σεισμικούς συνδυασμούς που χρησιμοποιούν την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση για τον καθορισμό της σεισμικής δράσης στα αποτελέσματα περιλαμβάνονται και οι παραμορφώσεις στις τρεις κύριες διευθύνσεις σε mm.

Συγκεκριμένα παρουσιάζονται τα αποτελέσματα για τους συνδυασμούς: 1.35G, G+1.5P, G+Ex+0.3Ey+0.3Ez, G+0.3Ex+Ey+0.3Ez, G+0.3Ex+0.3Ey+Ez με τις σεισμικές δράσεις να καθορίζονται από την Δυναμική Φασματική Ανάλυση. Από τους συνδυασμούς που χρησιμοποιούν την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση ενδεικτικά παρουσιάζονται αυτοί με θετικό πρόσημο και παραλείπονται αυτοί με αρνητικά πρόσημα καθώς και αυτοί που έχουν διαφορετικά πρόσημα μεταξύ κυρίαρχης και δευτερεύουσας σεισμικής δράσης. Η επιλογή αυτή γίνεται για να περιοριστεί ο όγκος των αποτελεσμάτων που περιλαμβάνει η εργασία και να είναι ευκολότερη έτσι η μελέτη τους. Βέβαια, στις περισσότερες περιπτώσεις οι παραλειπόμενοι συνδυασμοί δράσεων υπερκαλύπτονται από αυτούς που παρουσιάζονται και δεν είναι κρίσιμοι.



Σχήμα 5.9: Το τρισδιάστατο στοιχείο Solid Element και οι θετικές φορές των τάσεων στο λογισμικό Sap2000.

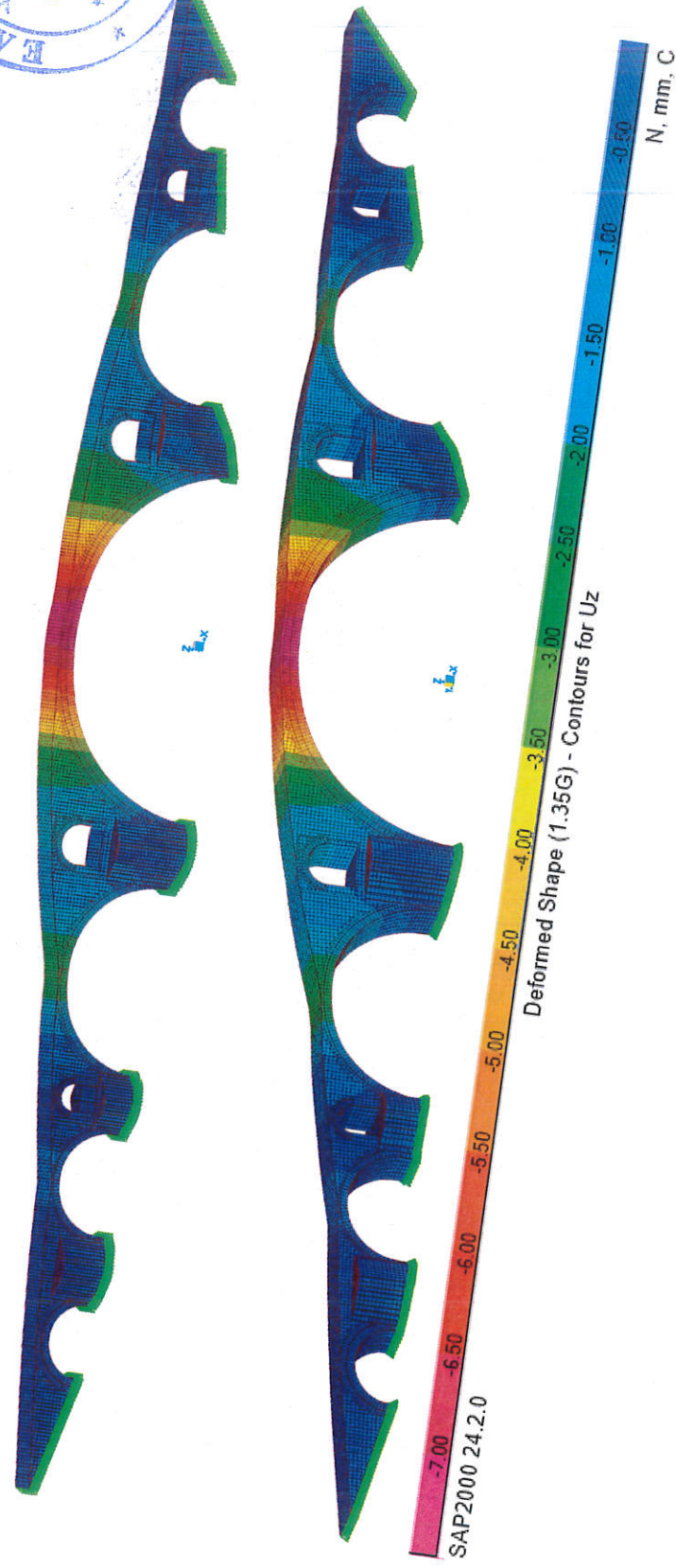
Γενικότερα από τα αποτελέσματα των ελαστικών αναλύσεων προσδιορίζονται οι κρίσιμες περιοχές του φορέα της γέφυρας, δηλαδή αυτές που είναι περισσότερο ευάλωτες υπό συνήθεις και σεισμικές δράσεις. Στο πλαίσιο αυτό και σε ό,τι αφορά τους σεισμικούς συνδυασμούς η Δυναμική Φασματική Ανάλυση με την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση συγκλίνουν σχεδόν απόλυτα, όπως και ήταν αναμενόμενο. Παράλληλα, τα αποτελέσματα της Ισοδύναμης Στατικής Ανάλυσης αξιοποιούνται για τους αντίστοιχους ελέγχους επάρκειας των κρίσιμων διατομών αυτών με βάση το ισχύον κανονιστικό πλαίσιο.

Στη συνέχεια παρουσιάζονται τα βασικά συμπεράσματα από τα αποτελέσματα των αναλύσεων για βασικούς και σεισμικούς συνδυασμούς:

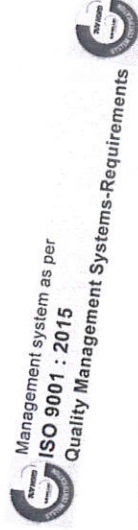
- Ο συνδυασμός 1.35G που αφορά τα μόνιμα φορτία προκαλεί την ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων στις περιοχές πάνω από τα ανακουφιστικά ανοίγματα του 3^{ου} και 4^{ου} μεσοβάθρου λόγω της κατακόρυφης βύθισης του κεντρικού τόξου. Οι τιμές των εφελκυστικών τάσεων φτάνουν και τα 0.2 MPa και οφείλονται στην εκτός επιπέδου κάμψη των περιοχών αυτών. Από αυτό συμπεραίνεται ότι και στον αρχικό φορέα της γέφυρας είναι πιθανό να είχαν δημιουργηθεί μικρού εύρους ρωγμές στις περιοχές αυτές χωρίς όμως να επηρεάζουν καθοριστικά την δομική της λειτουργία. Παράλληλα, πρέπει να τονιστεί ότι οι τιμές των αναπτυσσόμενων τάσεων είναι οριακά μεγαλύτερες από την αντοχή και τα φορτία είναι αυξημένα σημαντικά με βάση τους συντελεστές δράσεων για τον ανασχεδιασμό.
- Ο συνδυασμός G+1.5P που περιλαμβάνει τα φορτία από την πίεση της ροή του ποταμού καταπονεί σημαντικά μόνο το 3^ο και 4^ο μεσόβαθρο της γέφυρας. Τα στοιχεία αυτά καταπονούνται σε κάμψη εκτός επιπέδου και για αυτό το λόγω παρατηρείται η σημαντική ανάπτυξη εφελκυστικών τάσεων σε όλο τους το μήκος στην νότια πλευρά. Αντίστοιχα στην βόρεια πλευρά των στοιχείων οι διατομές αυτές βρίσκονται φυσικά υπό θλίψη.
- Οι αναπτυσσόμενες εφελκυστικές τάσεις για το σύνολο των σεισμικών συνδυασμών είναι ιδιαίτερα μεγάλες και ξεπερνούν σε κάποιες περιπτώσεις ακόμα και τα 0.9 MPa στο κεντρικό τμήμα της γέφυρας. Οι δυσμενέστεροι συνδυασμοί φαίνεται πως είναι αυτοί με κυρίαρχη δράση στην οριζόντια διεύθυνση εντός και εκτός επιπέδου της γέφυρας. Για το σύνολο των συνδυασμών οι μεγαλύτερες εντάσεις εντοπίζονται στο κεντρικότερο τμήμα της γέφυρας που περιλαμβάνει τα 3^ο, 4^ο (κεντρικό), 5^ο τόξο και τα μεσόβαθρα 3 και 4. Ο τρόπος απόκρισης της γέφυρας για τους διάφορους συνδυασμούς δράσεων γίνεται περισσότερο κατανοητός με βάση την Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση όπου και παρουσιάζονται οι αντίστοιχες ελαστικές γραμμές. Σε κάθε περίπτωση οι αναπτυσσόμενες εντάσεις είναι εξαιρετικά μεγάλες ως απορία των υψηλών δράσεων σχεδιασμού που επιβλήθηκαν στους μελετητές. Αξιολογώντας εποπτικά τα αποτελέσματα είναι προφανές ότι θα προκύψουν εκτεταμένες ανεπάρκειες στα δομικά στοιχεία της γέφυρας, ενώ ελάχιστα είναι τα δομικά στοιχεία (όπως τα ακρόβαθρα και το 1^ο, 2^ο και 5^ο μεσόβαθρο) που δεν καταπονούνται σημαντικά.

Β.5.6 Βασικοί Συνδυασμοί Δράσεων
Β.5.6.1 Συνδυασμός 1.35G

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



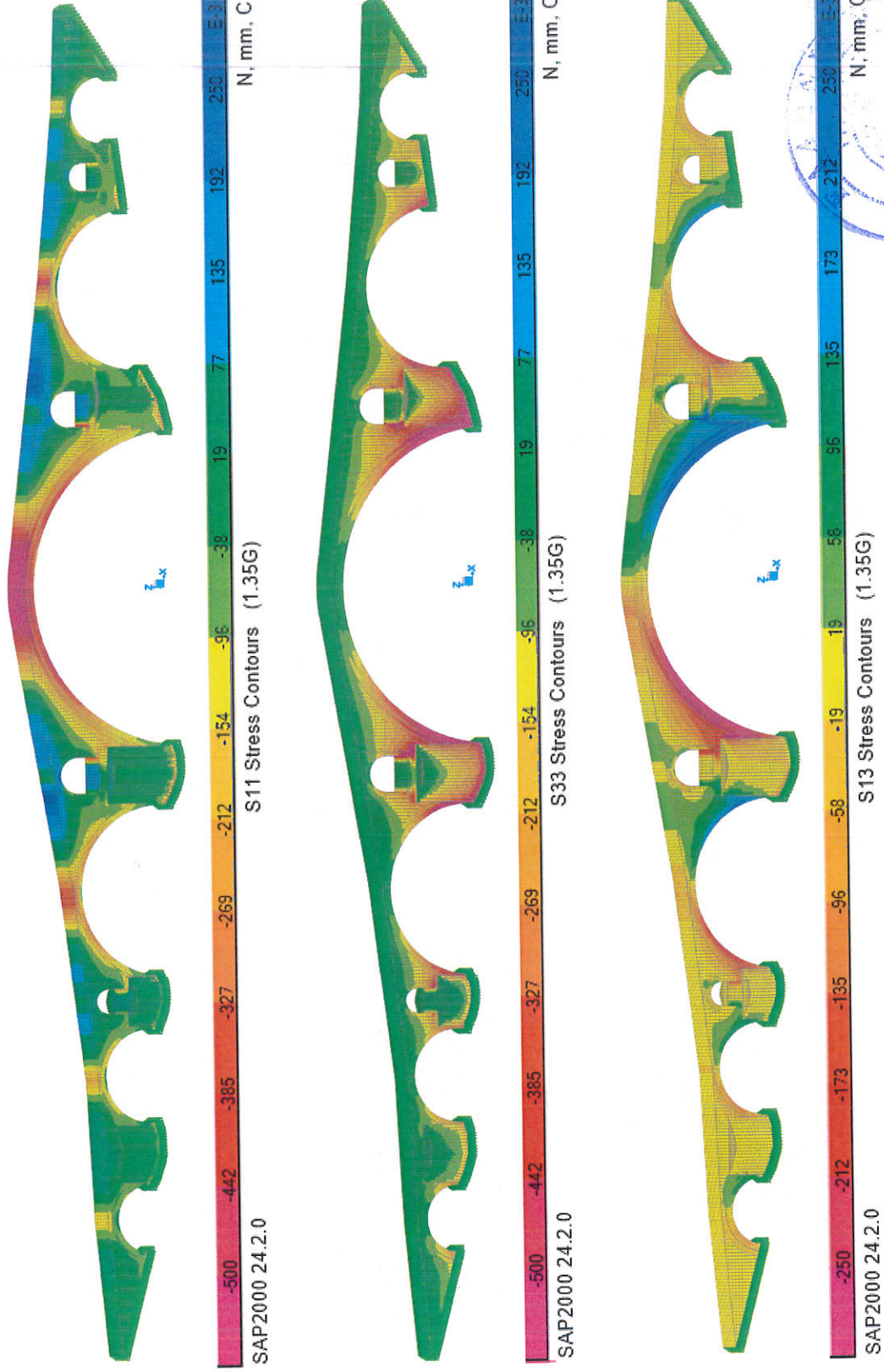
ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
 ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



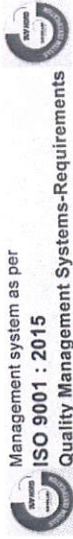
Management system as per
ISO 9001 : 2015
 Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
 ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

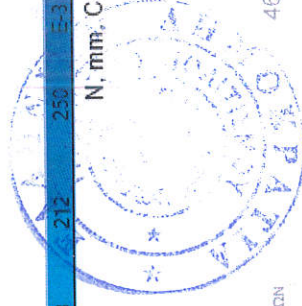


ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
 ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
 ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



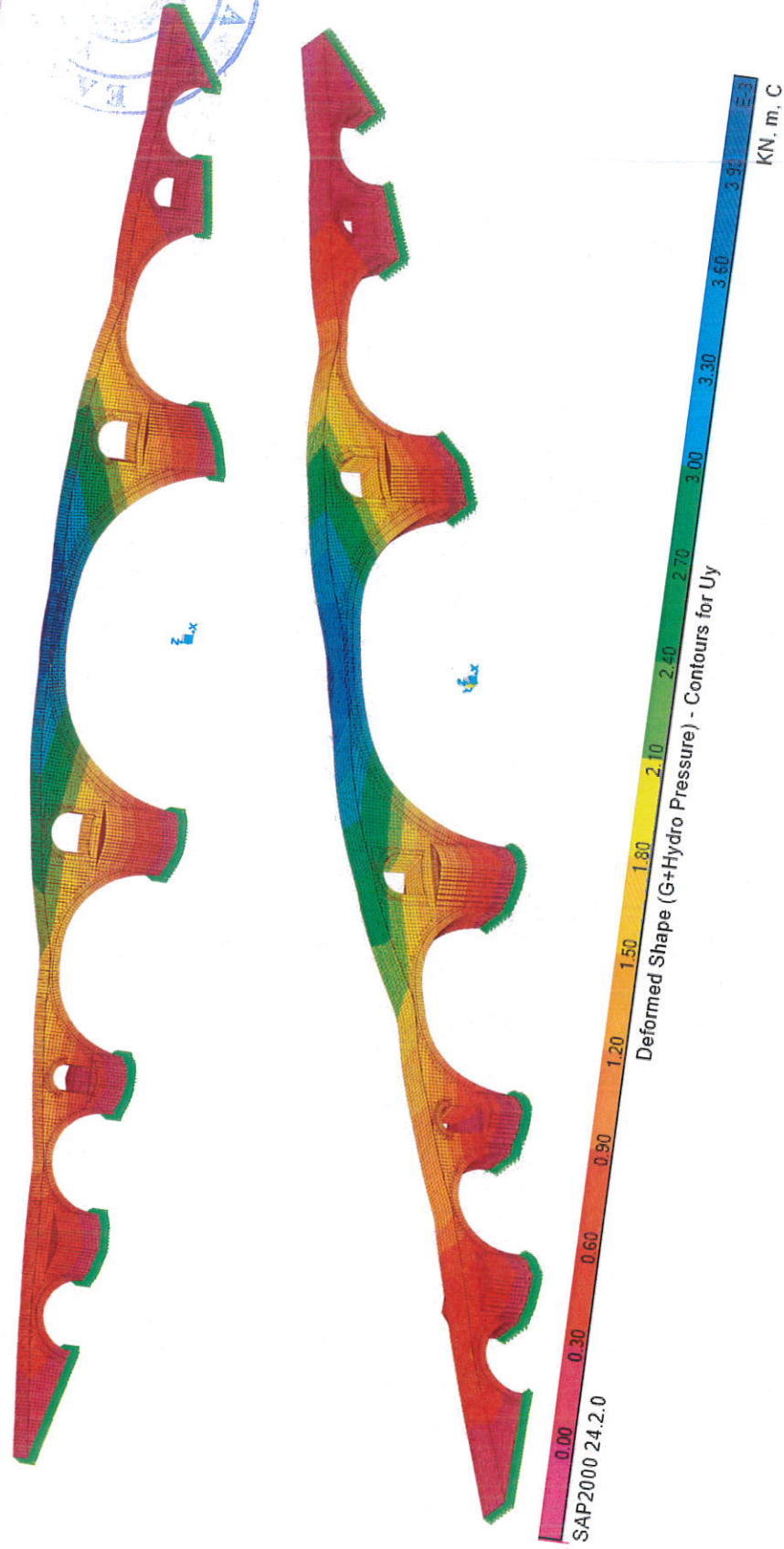
Management system as per
ISO 9001 : 2015
 Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
 ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

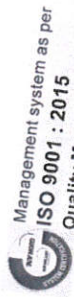


B.5.6.2 Συνδυασμός G + Hydro Pressure

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



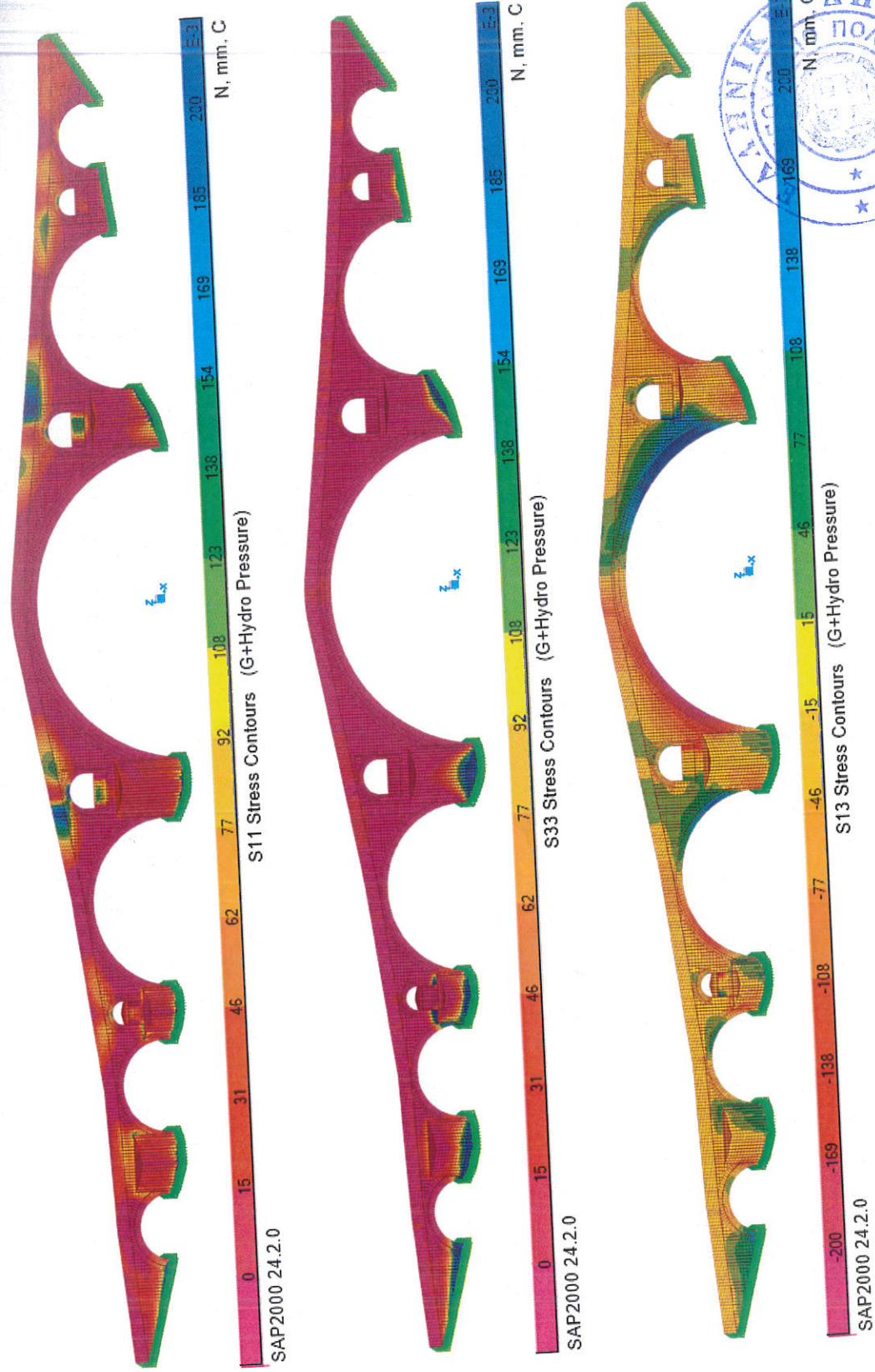
Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements



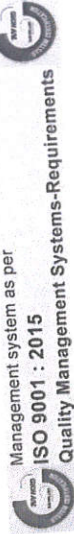
Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



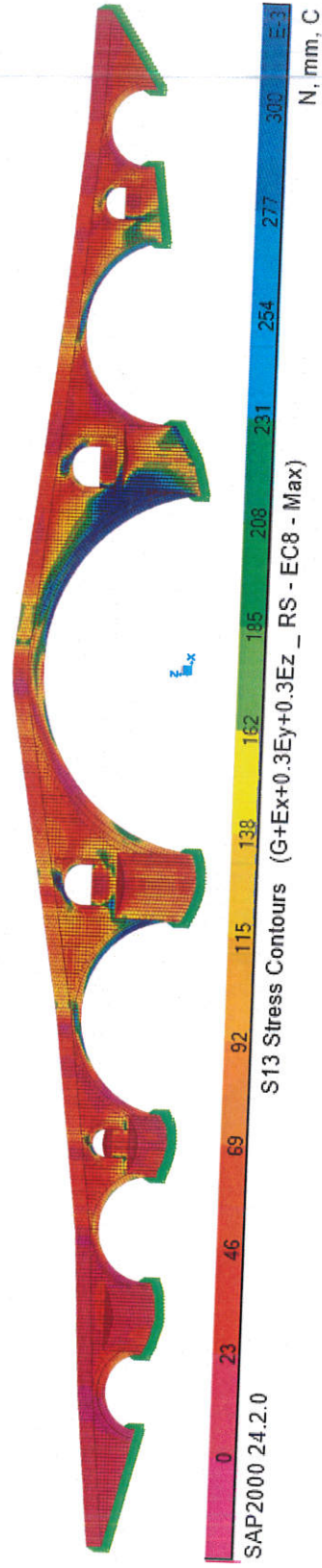
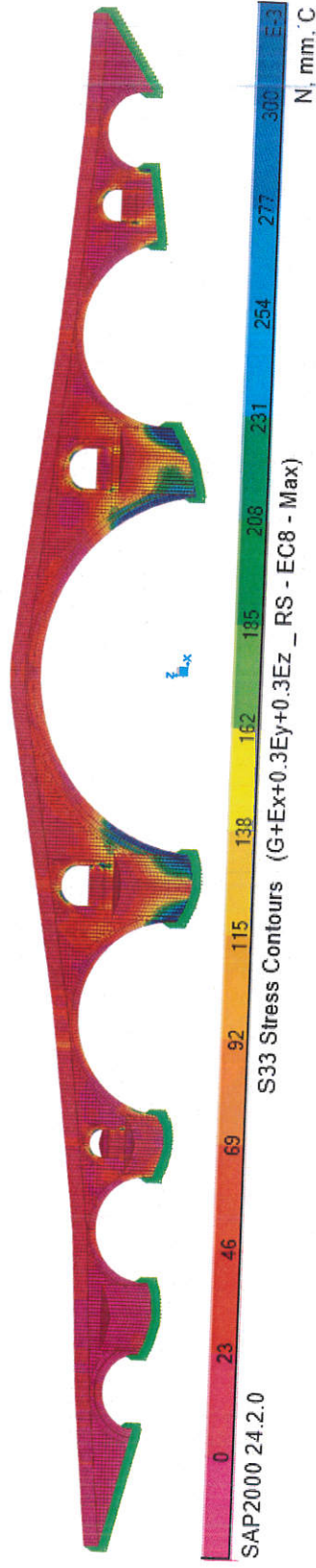
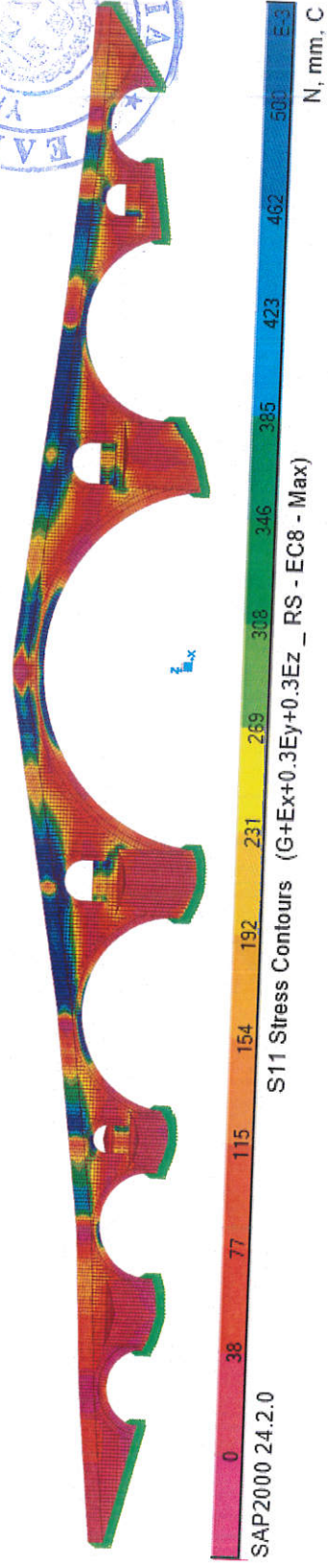
Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

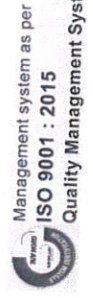
B.5.7 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων – Δυναμική Φασματική Ανάλυση

B.5.7.1 Συνδυασμός $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

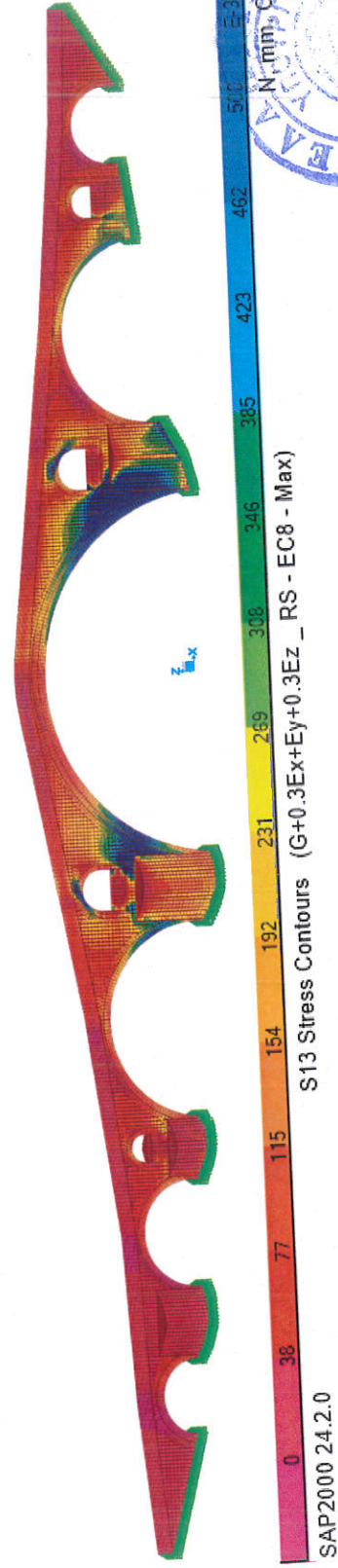
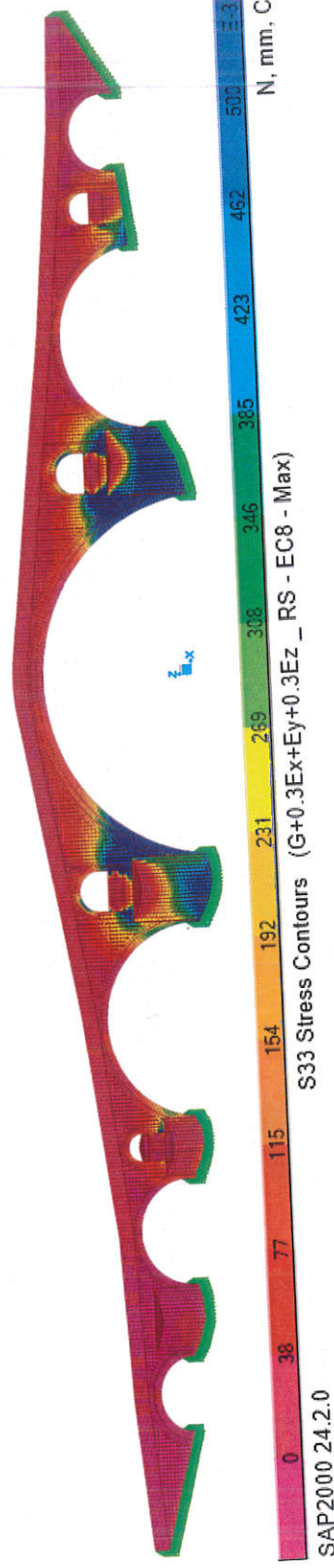
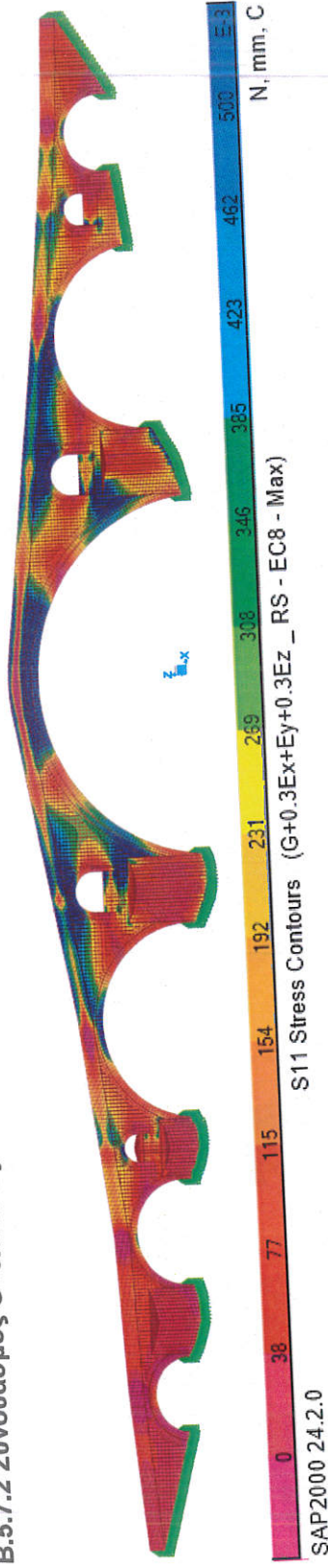


Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

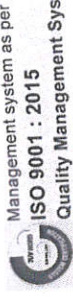
ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

B.5.7.2 Συνδυασμός $G+0.3Ex+Ey+0.3Ez$



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ
ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ
ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



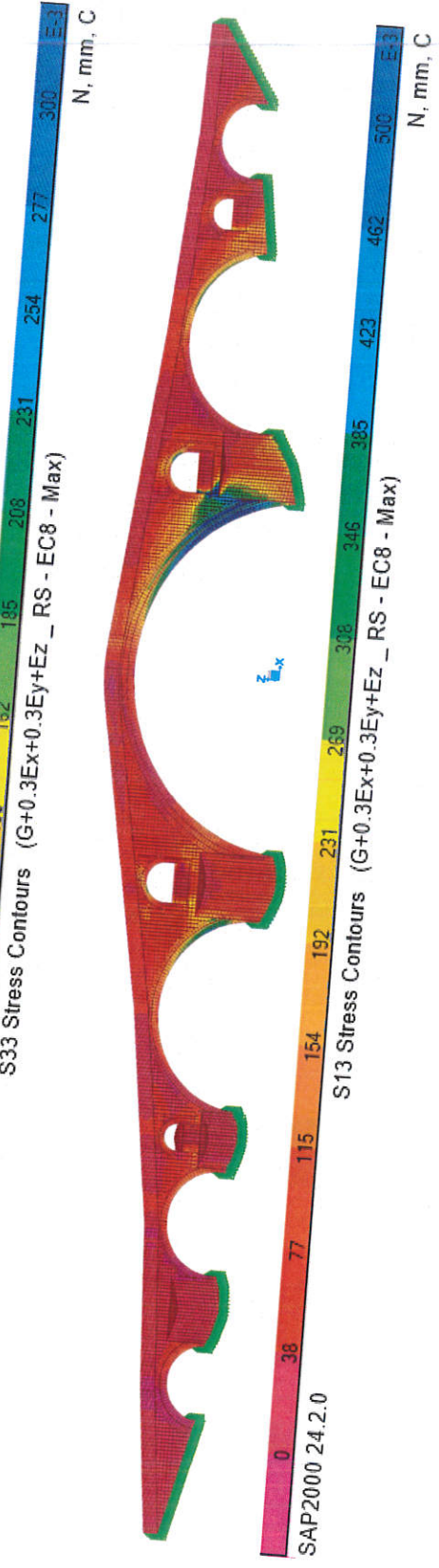
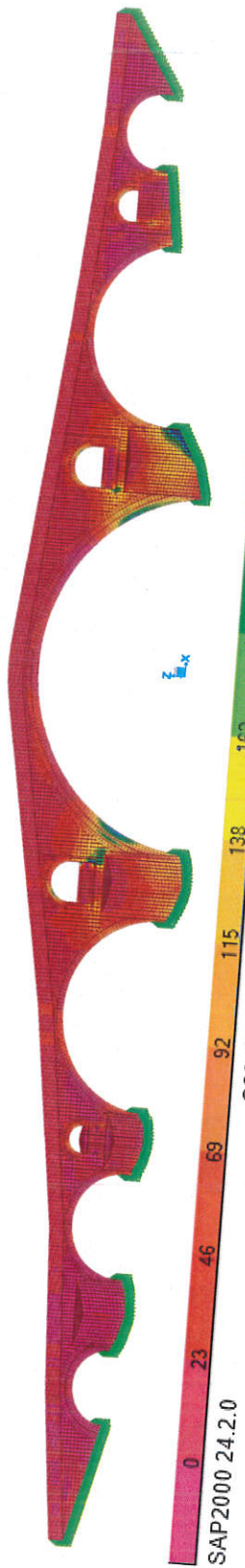
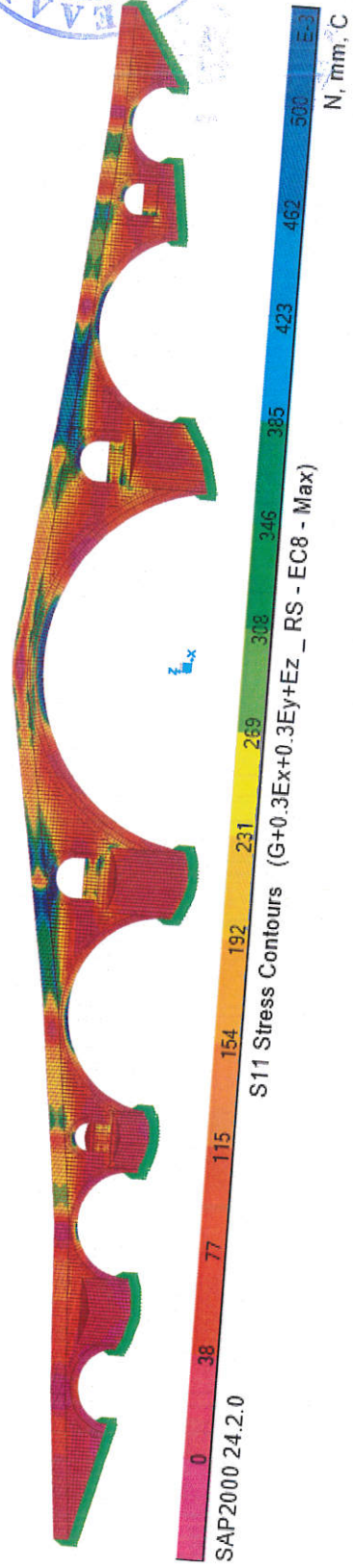
Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

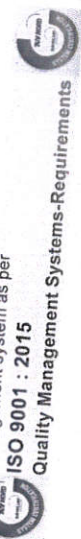


B.5.7.3 Συνδυασμός $G+0.3Ex+0.3Ey+Ez$

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ



Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

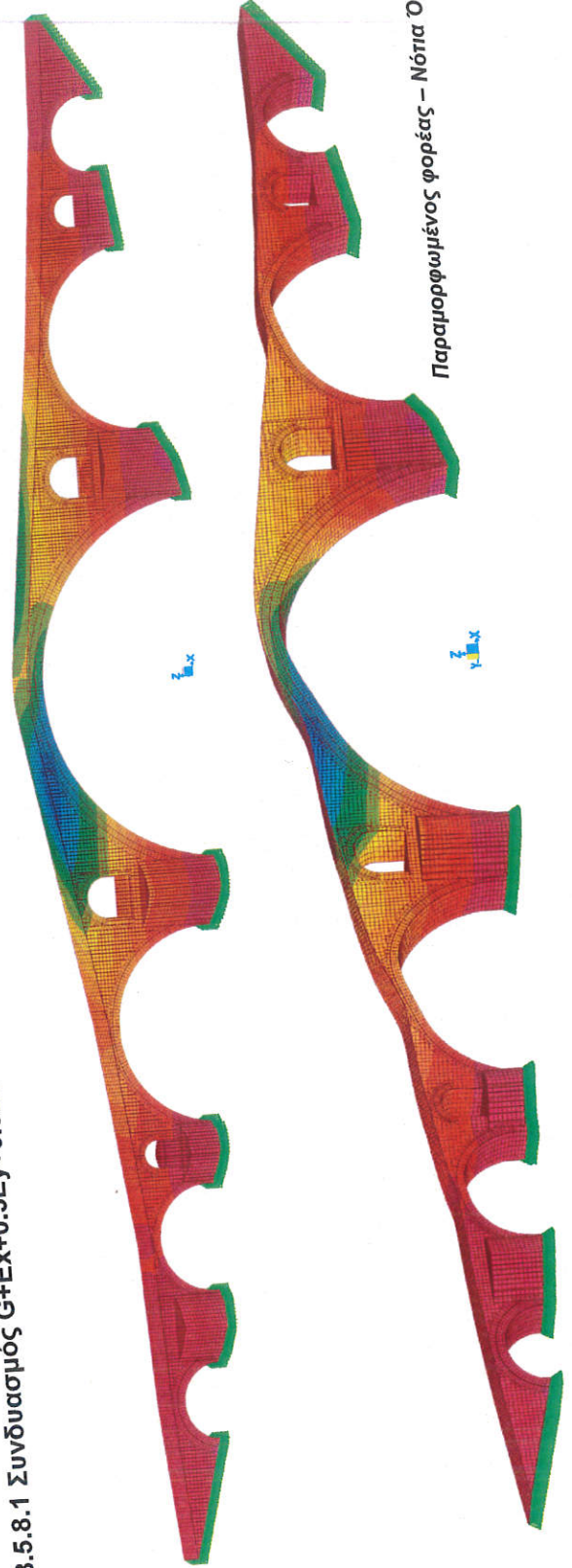


ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

Β5. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΕΛΑΣΤΙΚΩΝ ΑΝΑΛΥΣΕΩΝ

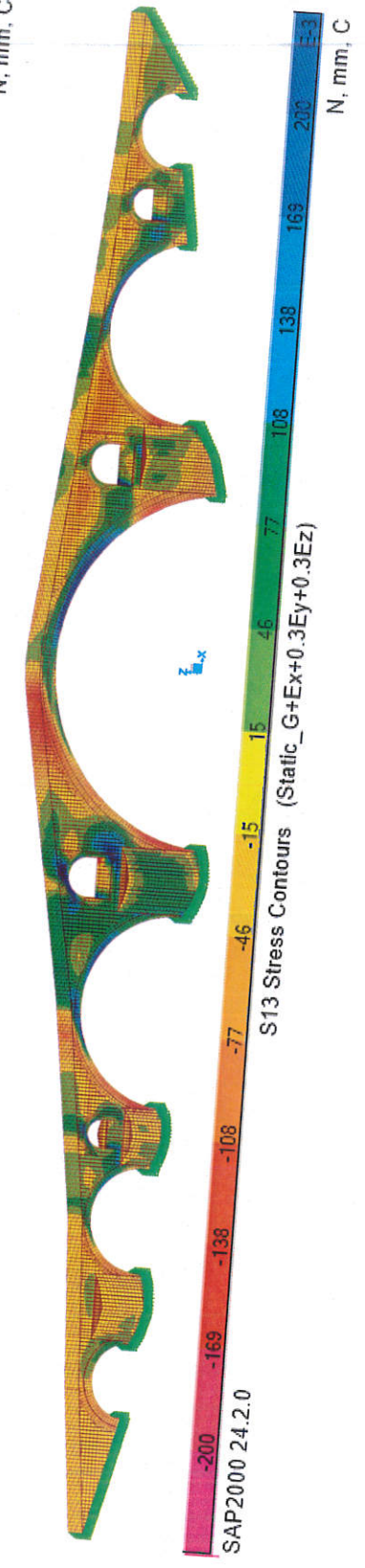
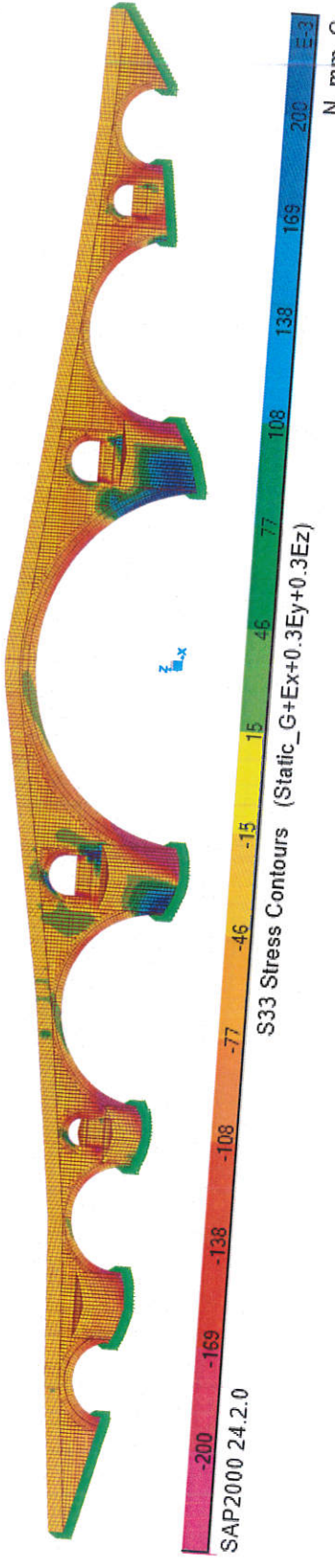
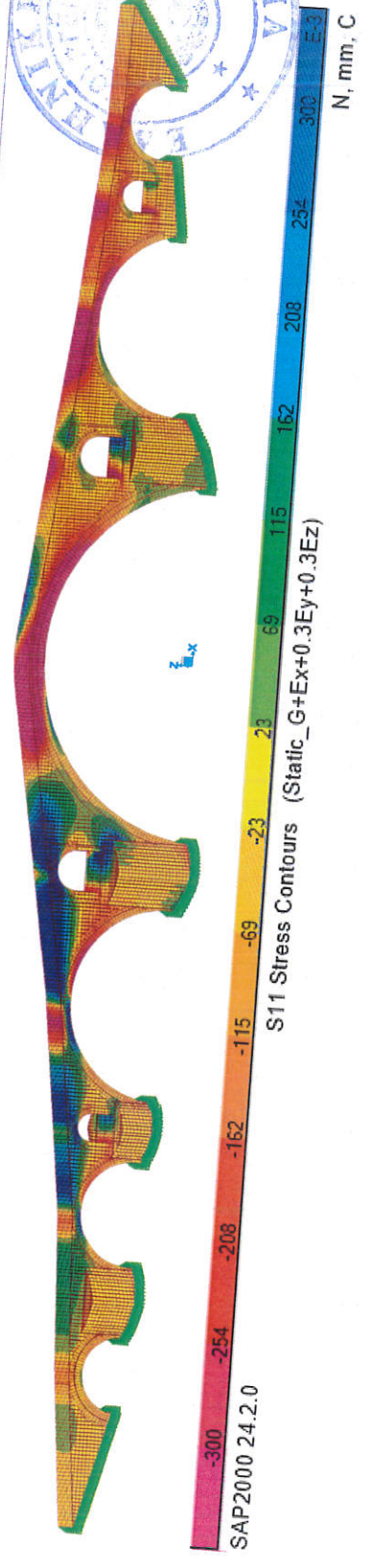
B.5.8 Σεισμικοί Συνδυασμοί Δράσεων – Ισοδύναμη Στατική Ανάλυση

B.5.8.1 Συνδυασμός $G+Ex+0.3Ey+0.3Ez$

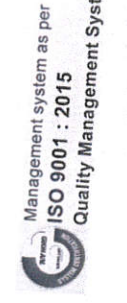


Management system as per
ISO 9001 : 2015
Quality Management Systems-Requirements

ΔΙΑΤΑΞΗ
ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ

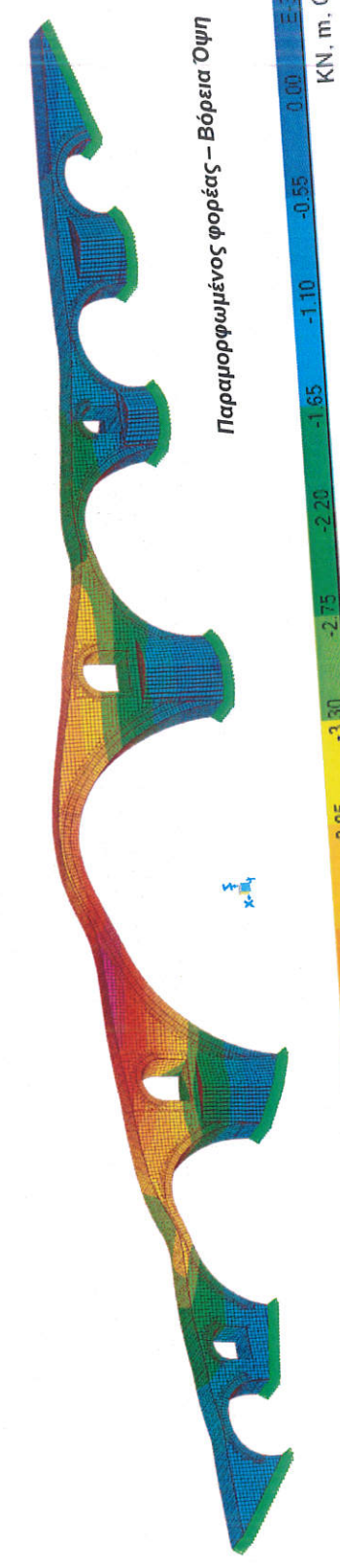
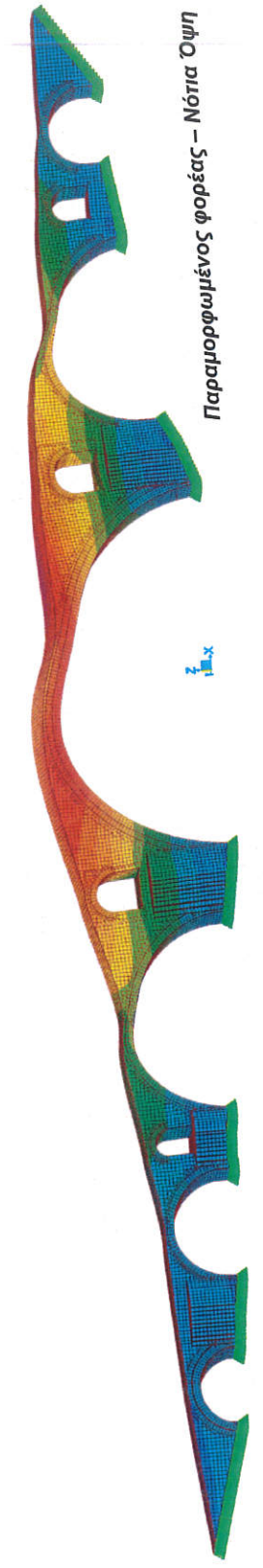
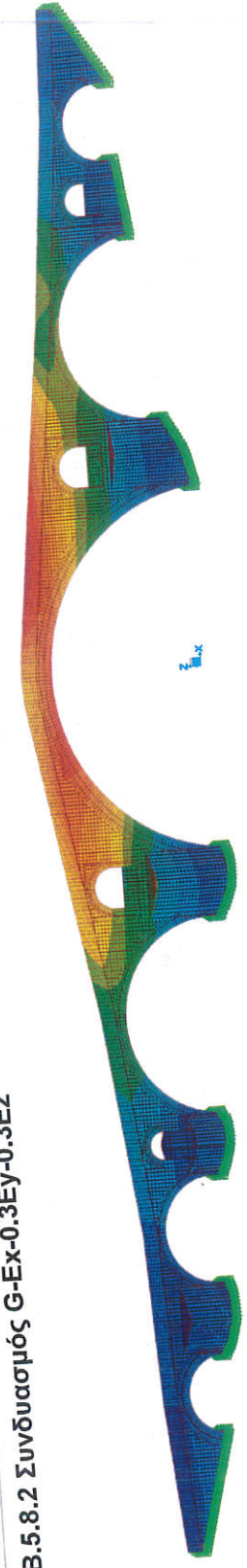


Management system as per ISO 9001 : 2015 Quality Management Systems-Requirements

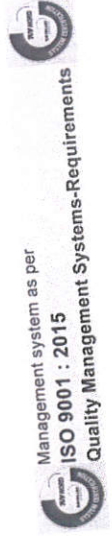


ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ

B.5.8.2 Συνδυασμός G-Ex-0.3Ey-0.3Ez



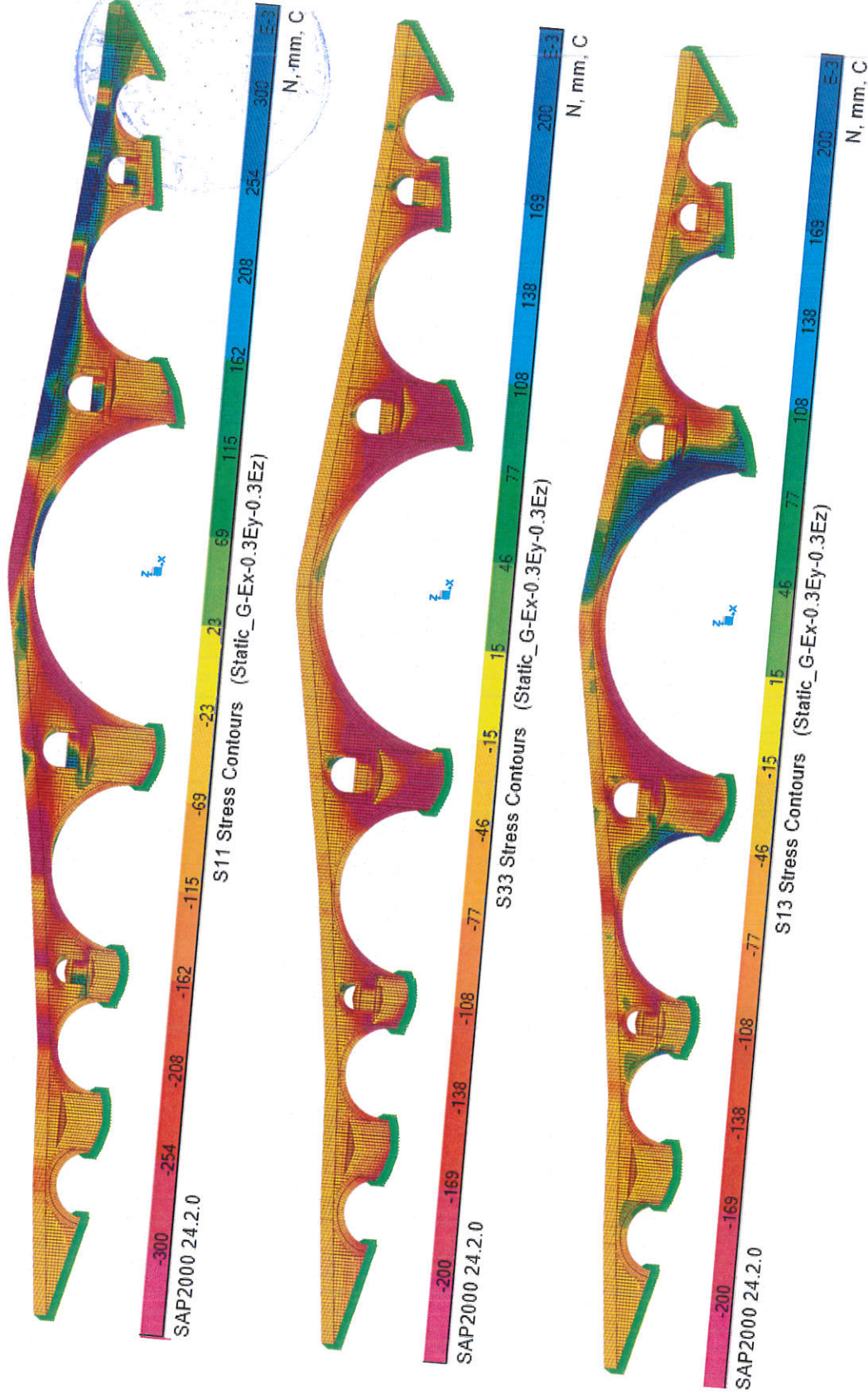
ΔΙΑΤΑΞΗ ΤΕΧΝΗΤΩΝ ΣΕΙΣΜΩΝ



Management system as per ISO 9001 : 2015 Quality Management Systems-Requirements



ΕΡΓΑΣΤΗΡΙΟ ΠΕΙΡΑΜΑΤΙΚΗΣ ΑΝΤΟΧΗΣ ΥΛΙΚΩΝ ΚΑΙ ΚΑΤΑΣΚΕΥΩΝ



Β.5.8.3 Συνδυασμός $G+0.3Ex+Ey+0.3Ez$

