

## ΑΝΕΛΑΣΤΙΚΗ ΔΥΝΑΜΙΚΗ ΚΑΙ ΣΤΑΤΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΤΟΥ ΣΤΕΓΑΣΤΡΟΥ ΑΠΟ FERROCEMENT ΣΤΟ ΚΕΝΤΡΟ ΠΟΛΙΤΙΣΜΟΥ ΙΔΡΥΜΑ ΣΤΑΥΡΟΣ ΝΙΑΡΧΟΣ

**Γρηγόρης Πενέλης**

*Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, MSc, DIC, Πενέλης Σύμβουλοι Μηχανικοί ΑΕ*

**Γεώργιος Πενέλης**

*Ομ. Καθηγητής ΑΠΘ*

**Κωνσταντίνος Πασχαλίδης**

*Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Πενέλης Σύμβουλοι Μηχανικοί ΑΕ*

**Ηλίας Παρασκευόπουλος**

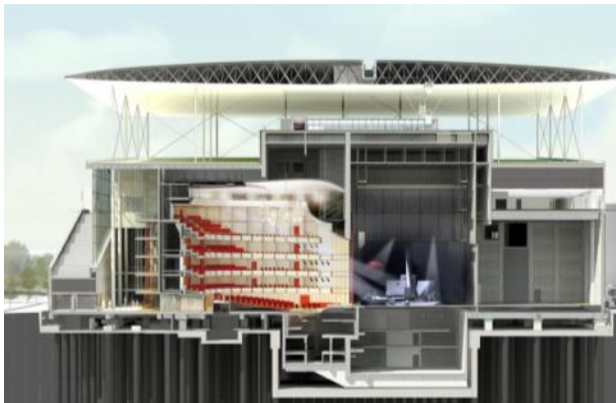
*Δρ. Πολιτικός Μηχανικός ΑΠΘ, Πενέλης Σύμβουλοι Μηχανικοί ΑΕ*

**Βασίλης Παπανικολάου**

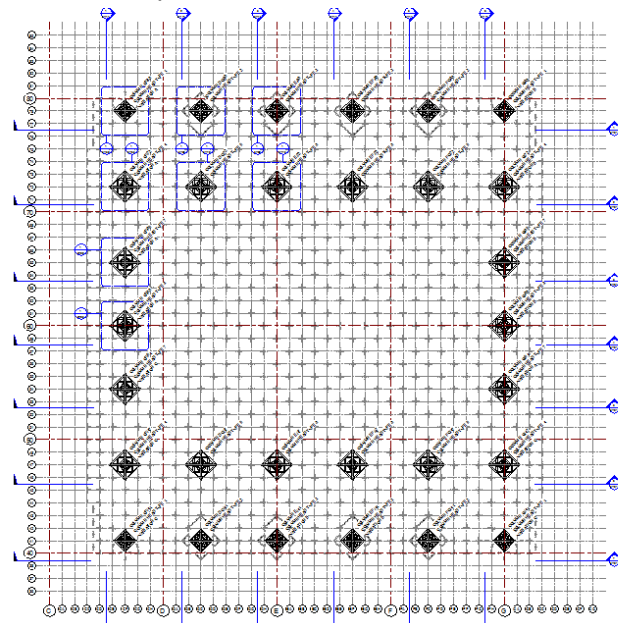
*Επ. Καθηγητής ΑΠΘ*

### Εισαγωγή

Η παρούσα εργασία παρουσιάζει την αναλυτική προσέγγιση για την ανάλυση και τον επιτελεστικό σχεδιασμό του στεγάστρου από Ferrocement που βρίσκεται στο Κέντρο Πολιτισμού Ίδρυμα Σταύρος Νιάρχος. Η αρχική μελέτη του στεγάστρου έγινε από την EXPEDITION και την OMETE και η αρχιτεκτονική μελέτη του έργου έγινε από τον Renzo Piano και την BETAPLAN.



Σχ. 1 Τομή όπερας και στεγάστρου



Σχ. 2 Κάτοψη του στεγάστρου με τις στηρίξεις

### Γεωμετρία

Το νέο κτίριο της Λυρικής Σκηνής που βρίσκεται στο σύμπλεγμα του Κέντρου Πολιτισμού, είναι φορέας Ο/Σ με πολλά τοιχώματα και έχει μονωθεί σεισμικά με την χρήση μονωτήρων ανεστραμμένου εκκρεμούς της Mageba. Η σεισμική μόνωση απομειώνει τις οριζόντιες σεισμικές δράσεις για

διεγέρσεις άνω του 5.5%g (στατική τριβή εφεδράνων). Λόγω της σεισμικής μόνωσης το κτίριο έχει διαστασιολογηθεί ως DCL με  $q=1.50$ .

Το στέγαστρο επικάθεται στην οροφή της Λυρικής Σκηνής και λειτουργεί ως το αρχιτεκτονικό χαρακτηριστικό όλου του συγκροτήματος (landmark) και από την αρχή της αρχιτεκτονικής του σύλληψης στόχευε σε καινοτόμο, πρωτοποριακό και εντυπωσιακό σχεδιασμό.

Δεδομένου ότι η σεισμική μόνωση καλύπτει μόνο τις οριζόντιες σεισμικές συνιστώσες, για την αντιμετώπιση της κατακόρυφης επιλέχθηκε η ανάρτηση του στεγάστρου με ελατήρια από τους στύλους ώστε να μετακινηθεί η κατακόρυφη ιδιοπερίοδος του στεγάστρου δεξιά του φάσματος κατακόρυφης συνιστώσας και να μειωθούν δραστικά οι κατακόρυφες σεισμικές δυνάμεις των – φυτευτών στην οροφή της Λυρικής Σκηνής - στύλων. Η ανάρτηση από ελατήρια συνέβαλε επίσης στην πιο ομαλή κατανομή των δυνάμεων των στύλων από την ανεμοπίεση.

Το στέγαστρο αποτελεί την μεγαλύτερη κατασκευή Ferrocement παγκοσμίως με διαστάσεις 100x100μ σε κάτοψη (δηλαδή 10,000μ<sup>2</sup>), 4,50 μέτρα ύψος στο κέντρο και 30εκ στην περίμετρο. Το συνολικό του βάρος είναι 4500 τόνοι. Είναι σύμμεικτη κατασκευή από μεταλλικό χωροδικτύωμα εσωτερικά και εξωτερικές μεμβράνες (πέλματα) από Ferrocement, ενώ αναρτάται από 120 ελατήρια και η κατακόρυφη κίνηση του ελέγχεται από 60 αποσβεστήρες ενέργειας. Τα ελατήρια μεταφέρουν το φορτίο σε 30 κυκλινδρικές κολώνες διαμέτρου 40εκ στην οροφή της Όπερας (σχ.1, σχ.2). Η όπερα είναι κτίριο σεισμικά μονωμένο. Το άνω και κάτω πέλαμα (μεμβράνη) έχουν διπλή μεταβαλλόμενη καμπυλότητα.

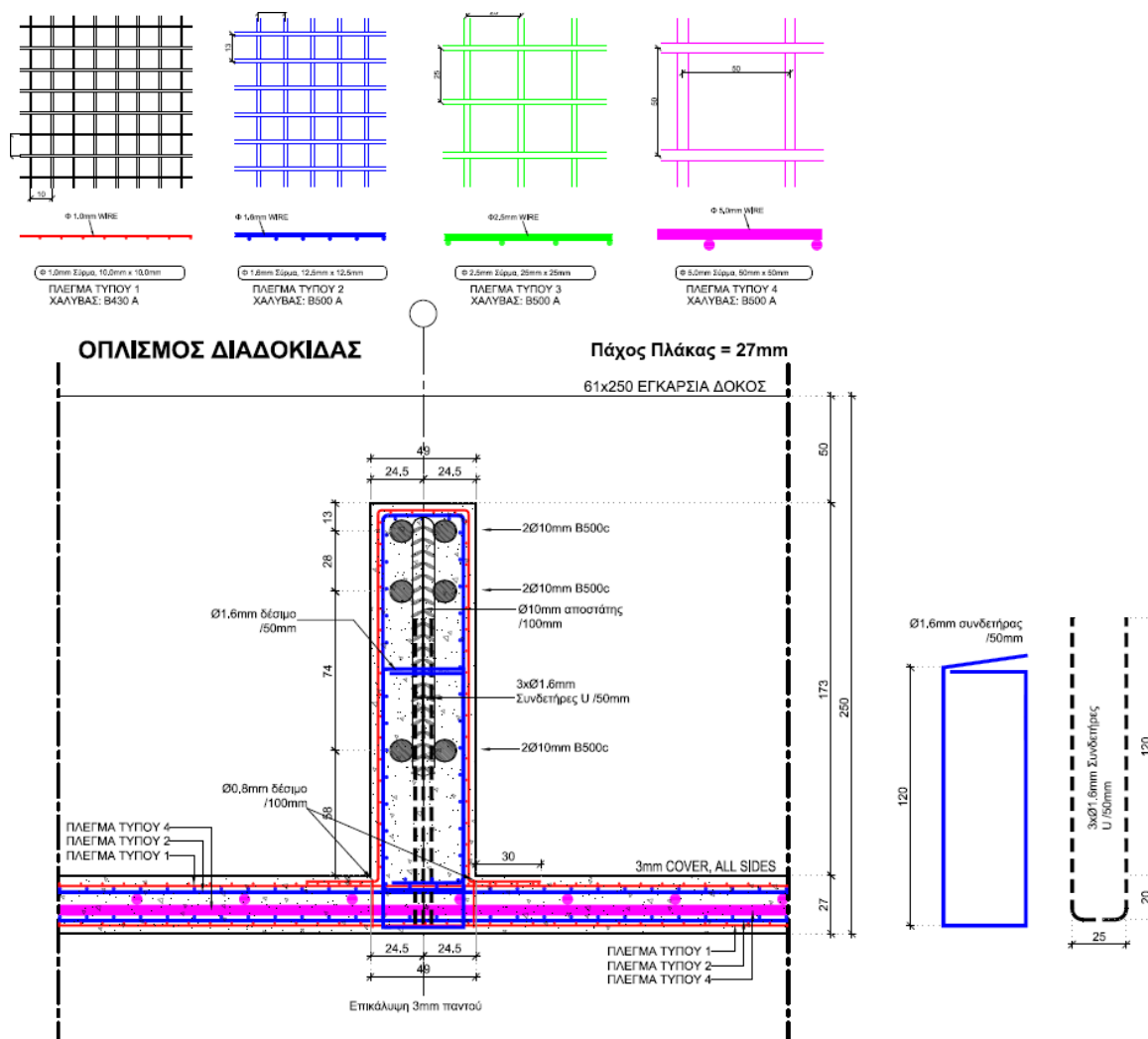
### Ferrocement

Το Ferrocement είχε εγκαταλειφτεί ως δομικό υλικό Φ.Ο. από το 1960 που χρησιμοποιήθηκε στην Ιταλία από τον Nervi. Πρακτικά είναι ισχυρά οπλισμένη τσιμεντοκονία ιδιαίτερα μεγάλης θλιπτικής αντοχής (100MPa) η οποία οπλίζεται με ένα σάντουιτς πλεγμάτων (σχ.3), πολύ λεπτών εξωτερικά (Φ1/10mm) και διαβαθμιζόμενων σε μεγαλύτερης διαμέτρου εσωτερικά (έως Φ10/50mm).

Ο πίνακας που ακολουθεί συνοψίζει τα μηχανικά χαρακτηριστικά της κονιάς που αναπτύχθηκε:

SAMPLES	PROPERTY	MIX DESIGN #1	MIX DESIGN #2
		<u>Superfluid</u>	<u>Low Workability</u>
Cubes 100x100x100	Compressive strength (7 days)	64 MPa	64 MPa
	Compressive strength (28 days)	90 MPa	88 MPa
	Shrinkage (28 days)	0.390 mm/m	0.390 mm/m
Cylinders 150x300	Compressive strength (7 days)	56 MPa	56 MPa
	Compressive strength (28 days)	80 MPa	80 MPa
	Elastic modulus	33 GPa	33 GPa
	Density of hardened mortar	< 2290 kg/m <sup>3</sup>	< 2290 kg/m <sup>3</sup>

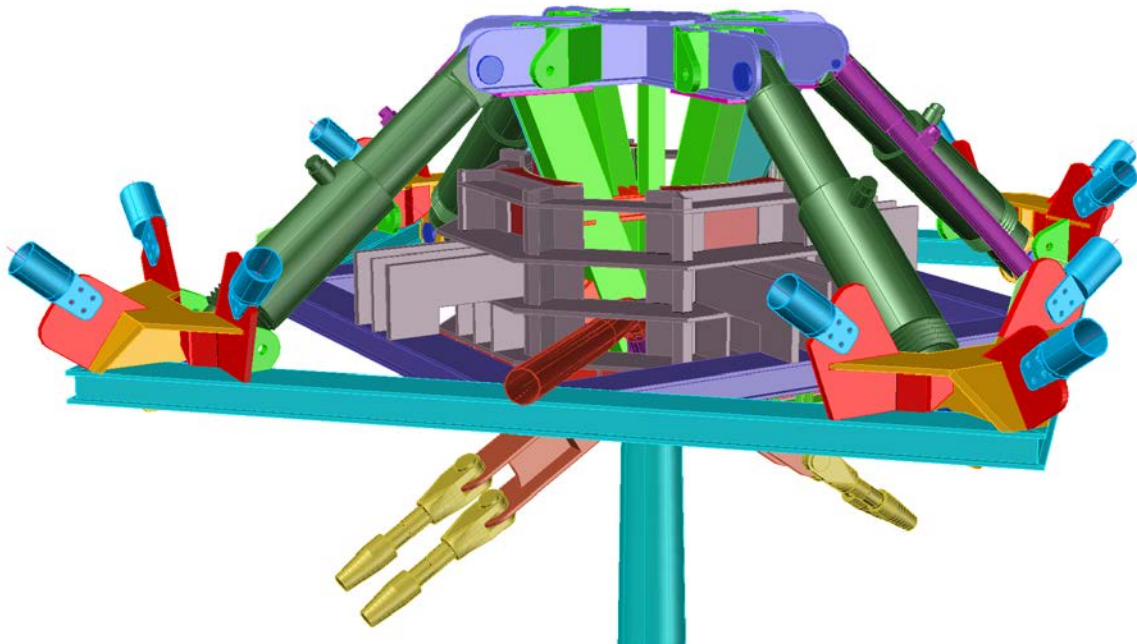
Πιν.1. Μηχανικά χαρακτηριστικά ferrocement



Σχ. 3 Διατομή T κάτω πέλματος

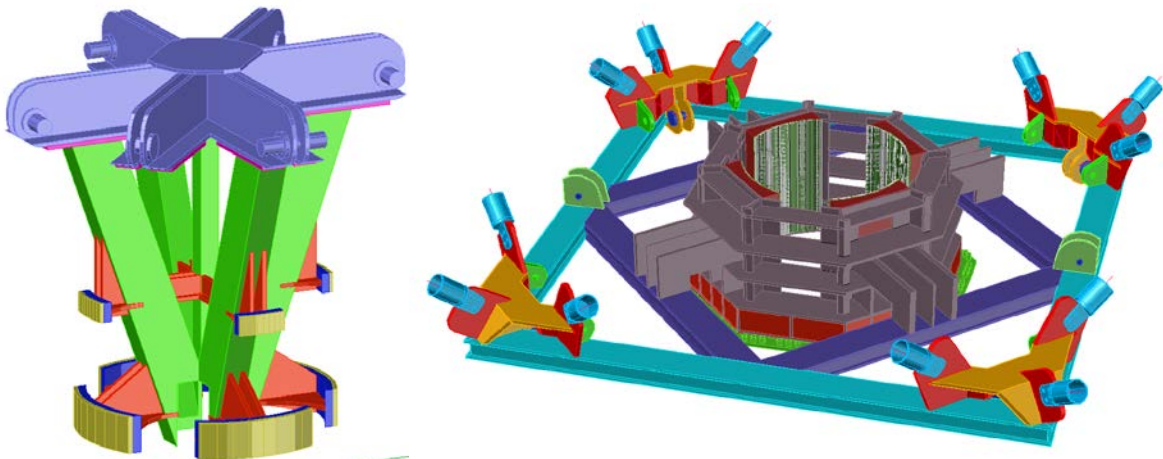
### Column Heads

Η κατακόρυφη κίνηση του στεγάστρου ελέγχεται από ένα συνδυασμό ελατηρίων, αποσβεστήρων ενέργειας και κατακόρυφων επιφανειών κύλισης. Κάθε στύλος στην κορυφή του έχει ένα κεφαλοκόλωνα (column head) το οποίο περιλαμβάνει 4 κεκλιμένα ελατήρια, 2 αποσβεστήρες ενέργειας και 4 κατακόρυφα εφέδρανα τριβής. Τα κατακόρυφα φορτία του στεγάστρου, το οποίο είναι αναρτημένο πλήρως από τα ελατήρια, μεταφέρονται δια των ελατηρίων στους στύλους, ενώ οι 2 κεκλιμένοι αποσβεστήρες ενέργειας ελέγχουν την ταλάντωση σε μεγάλες διεγέρσεις. Στις μικρές διεγέρσεις ανέμου τα εφέδρανα τριβής διασφαλίζουν την ακινησία του στεγάστρου έτσι ώστε να αποφεύγονται θέματα κοπώσεως από μικρές διεγέρσεις (25% φορτίο σχεδιασμού).



Σχ. 4 3D BIM του Column head

Το εσωτερικό τμήμα του κεφαλοκόλωνα είναι σταθερό επί του στύλου, ενώ το εξωτερικό είναι συνδεδεμένο με το στέγαστρο και μετακινείται άνω και κάτω (σχ.5).

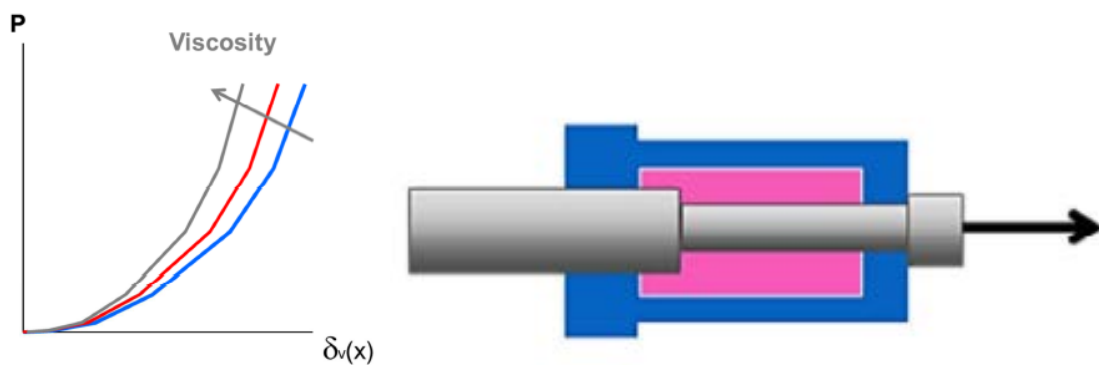


Σχ. 5 Εσωτερικό (αριστερά) και εξωτερικό (δεξιά) τμήμα column head

Τα ελατήρια που χρησιμοποιήθηκαν είναι τύπου υγρής σιλικόνης και έχουν σχεδιαστεί ειδικά για το έργο από την Jarret και οι παράμετροι σχεδιασμού τους φαίνονται στον πίνακα 2 ενώ η αρχή λειτουργίας τους στο σχήμα 6. Τα ελατήρια στο έργο είναι πάντα υπό ελκυσμό (κρέμεται το στέγαστρο) πλην όμως η υγρή σιλικόνη είναι πάντα υπό θλίψη, ενώ η δύναμη είναι συνάρτηση της μεταβολής του όγκου και του μέτρου ελαστικότητας της υγρής σιλικόνης (σχ.6)

Ελατήρια	Άξονες GL 47, 54, 60, 65, 72			
	Κατακόρυφη κίνηση Column Head	Κατακόρυφη κίνηση Ελατηρίου/ Αποσβεστήρα	Κεκλιμένο Στοιχείο	Τελικές παράμετροι σχεδιασμού
<b>P (max) [kN]</b>	3900	975	1516.8	<b>1550</b>
<b>P (min) [kN]</b>	800	200	311.1	<b>100</b>
<b>K [kN/mm]</b>	11	2.75	6.66	<b>6.66</b>
<b>a (εκθέτης απόσβεσης)</b>	0.15	0.15	0.15	<b>0.15</b>
<b>φ (αποσβεστήρες)</b>	47	47	47	<b>47</b>
<b>C [kN(sec/m)<sup>a</sup>]</b>	150	75	107.48	<b>110</b>
δ ULS (max) [mm]	356.1	356.1	229	
δ G (αντίστοιχο) [mm]	189.6	189.6	122	
δ ULS (min) [mm]	74.0	74.0	48	
δ G (αντίστοιχο) [mm]	153.2	153.2	98	
<b>δ (καθοδικό) [mm]</b>	166.5	166.5	107	<b>203</b>
<b>δ (ανωδικό) [mm]</b>	79.2	79.2	51	<b>97</b>
<b>u<sub>o</sub> (καθοδικό) [mm] wind</b>	23.3	23.3	15.0	
<b>u<sub>o</sub> (ανωδικό) [mm] wind</b>	36.7	36.7	23.6	
<b>Προρύθμιση από ξυλότυπο</b>	120.0	120.0	77.1	<b>OK</b>
<b>Συνολική κίνηση [mm]</b>				<b>300</b>
<b>v (άνεμος) [m/sec]</b>	0.174	0.174	0.112	<b>0.13</b>
<b>P [kN] αποσβεστήρες</b>	115.34	57.67	77.34	<b>81</b>

Πιν.2. Παράμετροι σχεδιασμού ομάδας ελατηρίων



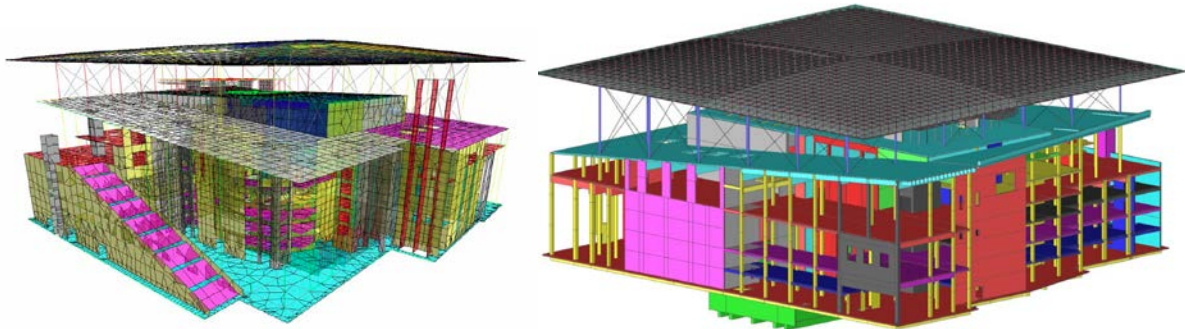
Σχ. 6 Ελατήρια υπό ελκυσμό, σλικόνη πάντα σε σύνθλιψη, δύναμη συνάρτηση της μεταβολής του όγκου και του ιξώδους.

### Ελαστική Δυναμική Ανάλυση

Ελαστική φασματική δυναμική ανάλυση για σεισμό και άνεμο για το συνολικό προσομοίωμα κτιρίου όπερας και στεγάστρου έγινε στο Scia Engineer και στο Etabs (σχ.7). Τα φορτία ανέμου εισήχθησαν ως στατικά φορτία με βάση τα στοιχεία από την αεροδυναμική σήραγγα. Δεδομένης της σεισμικής μόνωσης του κτιρίου της Λυρικής Σκηνής και της ανάρτησης του στεγάστρου από ελατήρια,, κρίσιμη διέγερση ήταν η ανεμοπίεση προς τα κάτω. Οι αναλύσεις αυτές χρησιμοποιήθηκαν για την



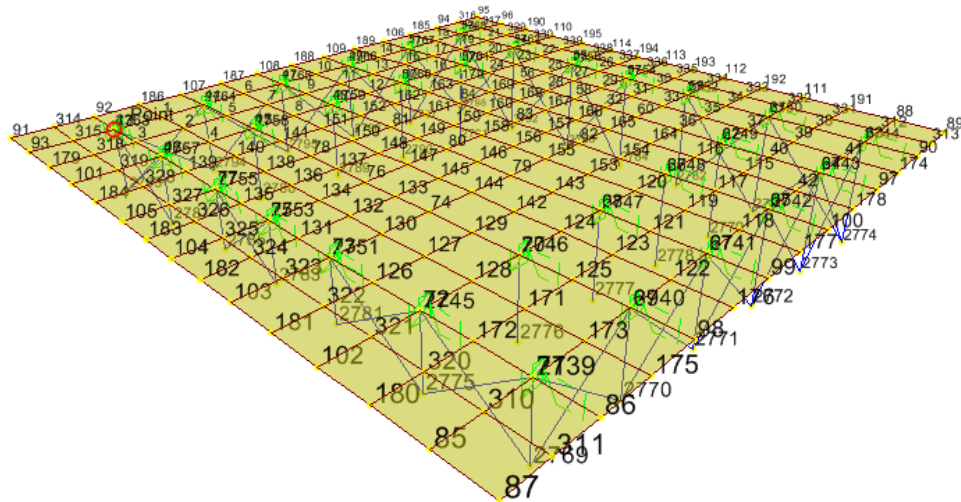
διαστασιολόγηση της όπερας και του στεγάστρου, ενώ οι ανελαστικές για τον προσδιορισμό των επιπέδων επιτελεστικότητας.



Σχ. 7 Πλήρες προσομοίωμα Π.Σ. στο Etabs (αριστερά) και στο Scia (δεξιά)

### Ανελαστική Δυναμική Ανάλυση

Δεδομένου ότι η ανεμοπίεση είναι δυναμική φόρτιση, θεωρήθηκε απαραίτητο να ελεγχθεί το στέγαστρο με ανελαστική δυναμική ανάλυση χρονο-ιστορίας. Το στέγαστρο προσομοιώθηκε στο Etabs2013 από τους στύλους και άνω με μια σειρά επίπεδων επιφανειακών στοιχείων τα οποία να δίνουν τα ίδια ιδιομορφικά χαρακτηριστικά με το πλήρες προσομοίωμα (πιν.3).

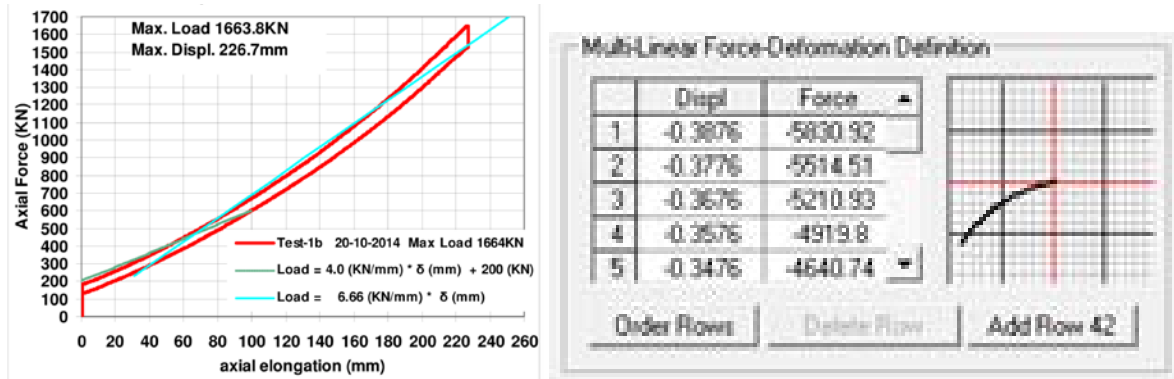


Σχ. 8 Προσομοίωμα για ανελαστική δυναμική ανάλυση στο Etabs

Mode	Accurate Model Etabs										Simplified Model SAP2000									
	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RZ	SumRZ		
1	0.932	0.01	93.93	0	0.01	93.93	0	4.79	4.79	0.947	0.00	0.96	0.00	0.00	0.96	0.00	0.04	0.04		
2	0.891	53.13	0	6.54	53.14	93.93	6.54	4.79	0.888	1.00	0.00	0.00	1.00	0.96	0.00	0.00	0.00	0.04		
3	0.868	21.37	0.01	70.51	74.51	93.94	77.05	4.79	0.884	0.00	0.00	0.93	1.00	0.96	0.94	0.00	0.04	0.04		
4	0.844	25.4	0	16.2	99.91	93.95	93.25	4.79	0.865	0.00	0.00	0.00	1.00	0.96	0.94	0.00	0.04	0.04		
5	0.748	0	0.85	0.04	99.91	94.8	93.29	0.4	5.19	0.754	0.00	0.00	0.00	1.00	0.96	0.94	0.00	0.04		
6	0.684	0	0.07	0.02	99.91	94.87	93.31	0.07	5.26	0.648	0.00	0.04	0.00	1.00	1.00	0.94	0.95	1.00		
7	0.634	0	5.1	0	99.91	99.97	93.31	94.72	99.97	0.643	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.94	0.00	1.00		
8	0.594	0	0	0.4	99.92	99.97	93.71	0.01	99.98	0.578	0.00	0.00	0.02	1.00	1.00	0.96	0.00	1.00		
9	0.539	0	0	4.21	99.92	99.97	97.92	0.01	99.99	0.531	0.00	0.00	0.04	1.00	1.00	0.99	0.00	1.00		
10	0.499	0.07	0	0	99.99	99.97	97.92	0	99.99	0.434	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.99	0.00	1.00		
11	0.489	0	0.01	0.01	99.99	99.98	97.93	0	99.99	0.430	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.99	0.00	1.00		
12	0.391	0	0	0.01	99.99	99.99	97.94	0	99.99	0.334	0.00	0.00	0.00	1.00	1.00	0.99	0.00	1.00		

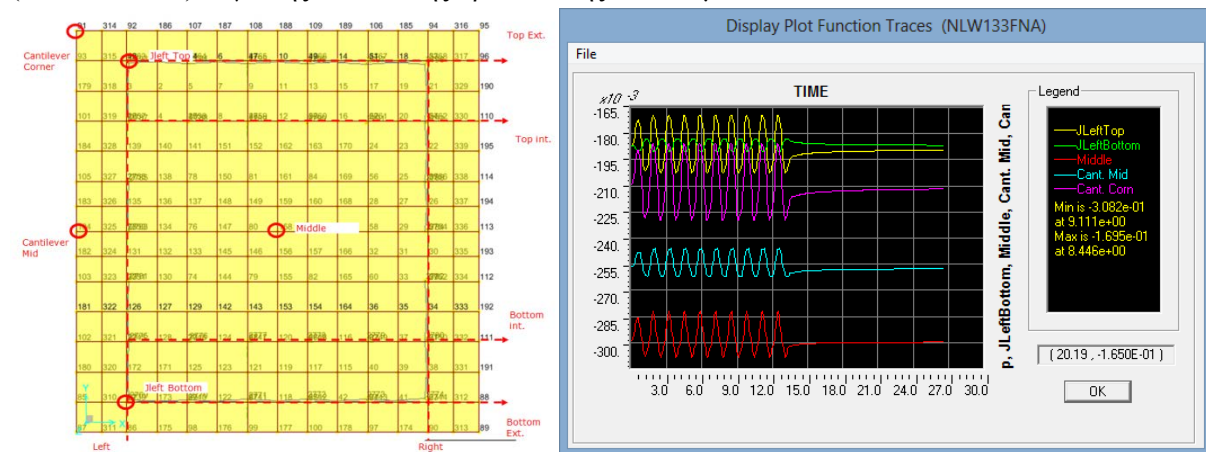
Πιν.3. Ιδιομορφικά στοιχεία ακριβούς και απλοποιημένου προσομοιώματος

Η ανελαστικότητα (σχ.9) προφανώς συγκεντρώνεται στα ελατήρια και στους αποβεστήρες οι οποίοι έχουν γεωμετρική ανελαστικότητα λόγω της κεκλιμένης θέσης τους και της κατακόρυφης κίνησης (large displacements) καθώς και της φύσης του υλικού τους που είναι βισκο-πλαστικό (viscous plastic).



Σχ. 9 Συμπεριφορά ελατηρίων κατά την δοκιμή τους στο ΑΠΘ και προσομοίωση στο SAP2000

Οι αναλύσεις απέδειξαν ότι δεν υπάρχει θέμα συντονισμού, ενώ ακόμη και σε συντονισμό (ιδιοπερίοδος στεγάστρου και διέγερσης από άνεμο να ταυτιστούν  $T=0.87\text{sec}$ ) η υψηλή απόσβεση οδηγεί σε άμεση παύση της ταλάντωσης πριν την επόμενη ριπή ανέμου. Τα αποτελέσματα (σχ.10) δείχνουν ότι η μέγιστη ταλάντωση παρατηρείται πάνω δεξιά και η μικρότερη κάτω δεξιά (3,30εκ/0,80εκ) λόγω της διεύθυνσης πρόσπτωσης του ανέμου.



Σχ. 10 Απόκριση στεγάστρου για άνεμο σχεδιασμού με  $T=1.33\text{sec}$

Ο πίνακας 4 συνορίζει τα αποτελέσματα της ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης για διέγερση ανέμου και τα συγκρίνει με τα αποτελέσματα της αντίστοιχης ελαστικής ανάλυσης.

WIND	W (1.33sec)	W (0.87sec)	Static Wind Envelop e	Dyn1,33/Static up	Dyn1,33/Static Dn	G	1.33max	1.33min	0.87max	0.87min	Static Wind up	Static Wind dn
Top left corner column head	1.75	1.76	3.29	0.53	0.58	18.7	20.22	16.95	20.25	16.94	3.29	2.61
Bottom left corner column	0.42	0.47	3.38	0.12	0.12	18.7	19.03	18.28	19.02	18.23	3.38	2.67
Middle of canopy	1.65	1.7	2.23	0.74	0.84	29.85	30.82	28.2	31.05	28.15	2.23	1.15

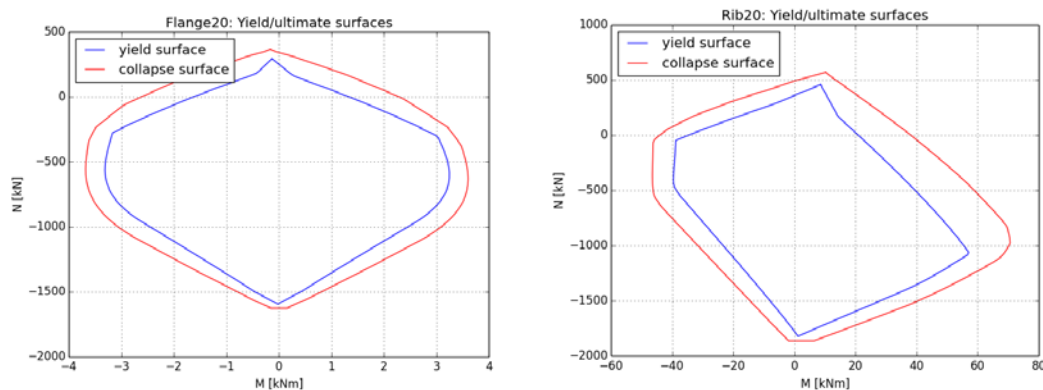
Πιν.4. Αποτελέσματα ανελαστικής δυναμικής ανάλυσης και στατικής ελαστικής ανάλυσης (εκ.)

Τέλος σημειώνεται ότι τα αποτελέσματα χρησιμοποιήθηκαν για τον προσδιορισμό της εκτιμώμενης συνολικής κίνησης ελατηρίων που είναι 55km για 25 χρόνια ζωής, με εγγύηση του κατασκευαστή στα 255km.

### Στατική Ανελαστική Ανάλυση

Επιλέχθηκε να γίνει στατική ανελαστική ανάλυση του στεγάστρου με καθολικό κατακόρυφο φορτίο, έτσι ώστε να προσδιοριστεί ο συντελεστής ασφάλειας της κατασκευής έναντι των φορτίων Οριακής Κατάστασης Αστοχίας (ULS).

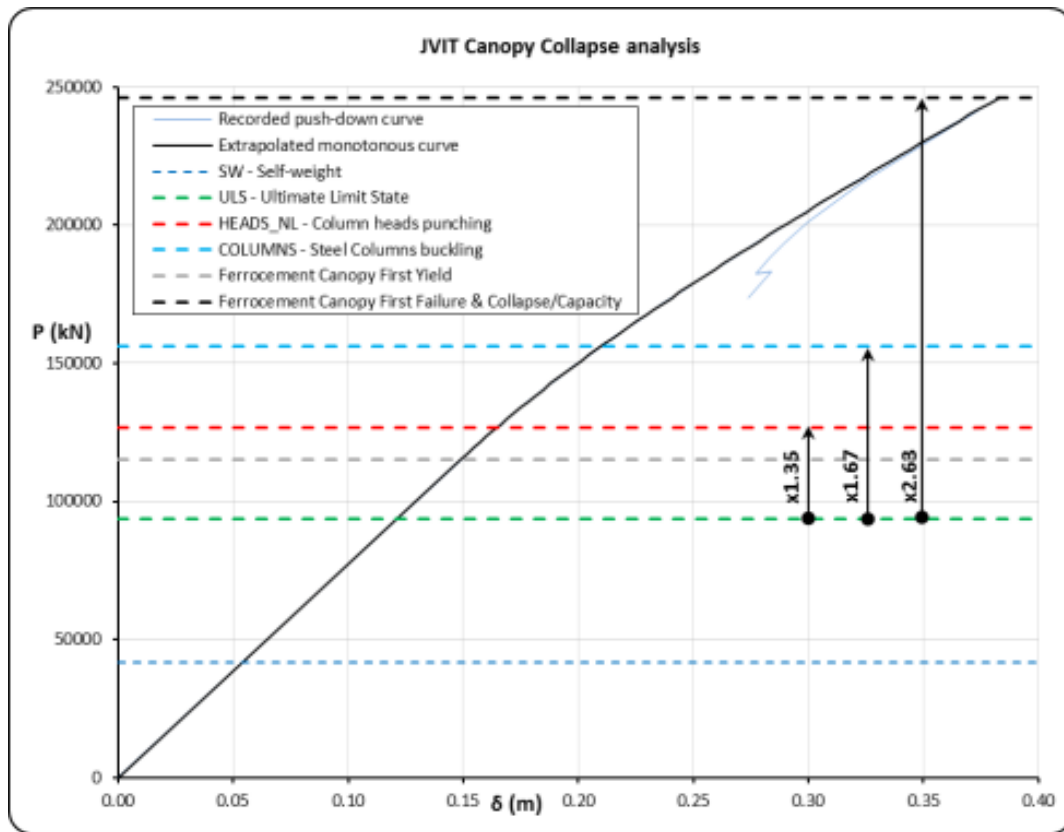
Για τον σκοπό αυτό προσδιορίστηκαν επιφάνειες διαρροής και αστοχίας για στοιχεία δοκού (διατομής Τα) και στοιχεία μεμβράνης (μεταξύ των δοκών) βασισμένα στα πειραματικά δεδομένα για διατομές ferrocement (σχ.11) χρησιμοποιώντας λογισμικό που αναπτύχθηκε για τον σκοπό αυτό και παρουσιάζεται σε άλλη εργασία του συνεδρίου.



Σχ. 11 Επιφάνειες διαρροής και αστοχίας για μεμβράνη (αριστερά) και δοκίδα (δεξιά)

Για την ανάλυση, αναπτύχθηκε ειδικό λογισμικό το οποίο χρησιμοποιεί τον solver του SAP2000 και τα αποτελέσματα έδειξαν  $\Sigma.A.=1,35$  έναντι ULS (σχ. 12). Η σειρά αστοχίας είναι κινηματική αστοχία του στεγάστρου λόγω διαθέσιμου εύρους μετακίνησης (κρούση στεγάστρου στα stopper) με  $\Sigma.A.$  1,35, λυγισμός στύλων με  $\Sigma.A.=1,67$  και τελικά αστοχία Φ.Ο. στεγάστρου με  $\Sigma.A.$  2.63)

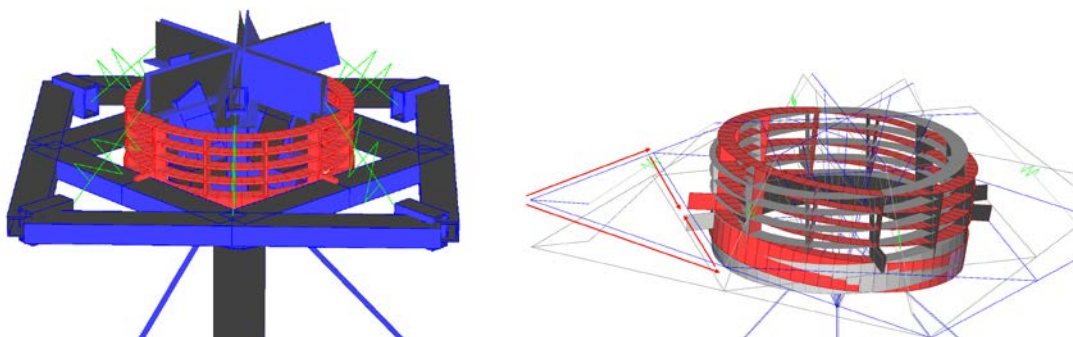




Σχ. 12 Καμπύλη αντοχής (pushdown)

**Έλεγχος κεφαλοκόλωνου**

Στα πλαίσια των επιμέρους ελέγχων, προσομοιάθηκε με επιφανειακά πεπερασμένα στοιχεία το κεφαλοκόλωνα και ελέγχθηκε λεπτομερώς, η συμπεριφορά του υπό την δυσμενέστερη φόρτιση και στροφή έτσι ώστε να ελεγχθούν οι αναπτυσσόμενες τάσεις σε όλα τα σημεία της μεταλλικής αυτής κατασκευής η οποία έχει κυρίως τα χαρακτηριστικά μηχανής λόγω των πολλών κινητών μερών.. Η προσομοίωση και μια εικόνα παραμόρφωσης φαίνονται στο σχήμα 13.



Σχ. 13 Προσομοίωση κεφαλοκόλωνου (δεξιά) και εικόνα παραμόρφωσης (αριστερά)

**Βιβλιογραφία**

CEN (2005). European Standard EN 1991-19988 Structural Eurocodes

Computers and Structures Inc. (1999) “ETABS: Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures”, Berkeley, California.

Computers and Structures Inc. (1999) “SAP200: Three dimensional static and dynamic finite element analysis and design of structures”, Berkeley, California.

Penelis G.G., Penelis G.Gr. (2014), “Concrete Buildings in Seismic Regions”, Taylor & Francis LLC

Penelis Gr, Penelis G, Papanikolaou V, “Quasi-Inelastic Static Analysis of URM Monuments”, 14ECEEE, Ohrid (2009)

Papanikolaou, V. - Analysis of arbitrary composite sections in biaxial bending and axial load – Computers & Structures 98-99 (2012)”.

Scia Engineer (2016) version 16.0.108, User Manual, Nemeteck Scia nv, Industrieweg 1007, 3540, Herk-de-Stad, Belgium

Stark, R. and Nicholls, R. (2000) “Mathematical foundations of design”, Dover Publications.