

ΤΕΧΝΙΚΗ ΕΚΘΕΣΗ ΣΤΑΤΙΚΩΝ

1. ΓΕΝΙΚΗ ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΟΥ ΕΡΓΟΥ

Η ΔΕΥΑ Πάρου έχει εγκαταστήσει στην περιοχή Πέπονας Παροικίας Πάρου από το 2019 και λειτουργεί μονάδα αφαλάτωσης. Η μονάδα αποτελείται από δύο ανεξάρτητες μονάδες αφαλάτωσης, με τη μέθοδο της αντίστροφης ώσμωσης, ικανότητας παραγωγής 2.500m^3 ανά ημέρα. Οι μονάδες είναι εγκατεστημένες εντός εμπορευματοκιβωτίων τύπου container και πακτωμένες σε ενιαία βάση από σκυρόδεμα. Για μεγαλύτερη προστασία από καιρικές συνθήκες, για την καλύτερη ηχομόνωση αλλά και για την εγκατάσταση φωτοβολταϊκού σταθμού, απαιτείται να κατασκευαστεί μια ενιαία μεταλλική κατασκευή για την κάλυψη των εμπορευματοκιβωτίων.

Η νέα κατασκευή θα είναι ορθογωνική με διαστάσεις στέγης σε κάτοψη $14,85\text{m} \times 29,70\text{m}$ και εμβαδόν $441,045\text{m}^2$. Στη μια πλευρά των $29,70\text{m}$ υφίσταται τοιχίο σκυροδέματος πάχους 28cm και ύψους $3,0\text{m}$ πάνω στο οποίο θα γίνει η έδραση της μεταλλικής κατασκευής. Η οροφή του στεγαστρου θα είναι μονοκλινής στέγη με επικάλυψη από πάνελ πολυουρεθάνης και κλίση $7,14\%$ ($4,5^\circ$). Οι τρεις πλευρές της κατασκευής, δηλαδή η πλευρά των $29,70\text{m}$ που εδράζεται στο τοιχίο και οι δύο πλευρές των $14,85\text{m}$, θα έχουν πλαγιοκάλυψη από πάνελ πολυουρεθάνης πάχους τουλάχιστον 30mm , χωρίς ανοίγματα. Στην τέταρτη πλευρά των $29,70\text{m}$ υπάρχει πρόβλεψη για θύρες τύπου ρολό αλουμινίου ανάμεσα στα υποστυλώματα, για την πρόσβαση στο μηχανολογικό εξοπλισμό εντός των κιβωτίων. Πρόκειται, δηλαδή, για ένα νέο μεταλλικό κτίριο το οποίο αφενός προστατεύει από τις καιρικές συνθήκες τα εμπορευματοκιβώτια και αφετέρου στην οροφή του θα τοποθετηθούν φωτοβολταϊκά πάνελ για παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας.

Η παρούσα μελέτη αφορά την στατική μελέτη του νέου κτιρίου στέγασης εμπορευματοκιβωτίων στη μονάδα αφαλάτωσης. Το υπό μελέτη κτίριο είναι ισόγειος χώρος μεταλλικού φέροντα οργανισμού. Αποτελείται από πλαίσια ενός ανοίγματος $14,15\text{m}$ με υποστύλωμα SHS120X5.0 στον άξονα Α (έδραση στο τοιχίο) και υποστύλωμα ΙΡΕ180 στον άξονα Β, πλαισιακά συνδεδεμένα με το ζύγωμα. Το ζύγωμα είναι μονοκλινής δικτυωτή δοκός (ζευκτό) με στατικό ύψος 1511mm στον άξονα Α και 500mm στον άξονα Β. Έτσι, η στέγη ακολουθεί την κλίση του ζευκτού που είναι $7,14\%$ ($4,5^\circ$). Τα πλαίσια συνδέονται μεταξύ τους με οριζόντιες κεφαλοδοκούς διατομής SHS90X4.0 στους άξονες Α και Β, ενώ τη στέγη διασχίζουν κατά μήκος οι τεγίδες λεπτότοιχης στραντζαριστής διατομής Z180X1.5. Σε κάθε στήριξη στο άνω πέλμα της δικτυωτής δοκού των πλαισίων, οι τεγίδες έχουν διαμόρφωση αλληλοκάλυψης. Τη διαμόρφωση του φέροντος οργανισμού της στέγης ολοκληρώνουν δύο εγκάρσιοι σύνδεσμοι κατά μήκος του κτιρίου καθώς και οι αντιανέμιοι σύνδεσμοι στο επίπεδο της οροφής. Για τον περιορισμό των οριζοντίων μετακινήσεων της κατασκευής θα τοποθετηθεί ζευκτό κατά μήκος του

άξονα Α πάνω στο υφιστάμενο τοιχίο (ζευκτό 2), ενώ στον άξονα Β τοποθετούνται τρεις χιαστί σύνδεσμοι ανάμεσα στα υποστυλώματα. Την παρούσα μελέτη συνοδεύουν τα τεχνικά σχέδια της κατασκευής.

2. ΥΛΙΚΑ

• Σκυρόδεμα θεμελιώσεων	C25/30
• Σκυρόδεμα καθαριότητας	C12/15
• Χάλυβας οπλισμού	B500c
• Δομικός Χάλυβας μετ. κατασκευών	S235 JR (EN 10025)
• Δομικός Χάλυβας λεπτότοιχων διατομών	S320 GD (EN 10346)
• Ποιότητα αγκυρίων	5.6 (DIN ISO 898)
• Ποιότητα κοχλιών	8.8
• Ποιότητα συγκολλήσεων	E70 (ASTM)

3. ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΙ

Οι κανονισμοί που ελήφθησαν υπόψη κατά την εκπόνηση της στατικής και της δυναμικής ανάλυσης του κτιρίου είναι οι εξής:

- EN 1990: βάσεις σχεδιασμού
- EN 1991: φορτίσεις
- EN 1991 – 1 – 3 : φορτίσεις χιονιού
- EN 1991 – 1 – 4 : φορτίσεις ανέμου
- EN 1993 – 1 – 1 : Σχεδιασμός Μεταλλικών Κατασκευών – Γενικοί κανόνες
- EN 1993 – 1 – 3 : Συμπληρωματικοί κανόνες για ψυχρής έλασης μέλη
- EN 1993 – 1 – 8 : Σχεδιασμός Μεταλλικών Συνδέσεων
- EN 1998 – 1 : Αντισεισμικός Σχεδιασμός Κατασκευών
- Εθνικά προσαρτήματα των παραπάνω Ευρωκωδίκων
- ΚΤΣ 2016 : Κανονισμός Τεχνολογίας Σκυροδέματος 2016 (ΦΕΚ 1561/Β/2016)

Όλοι οι έλεγχοι που προβλέπονται από τους παραπάνω κανονισμούς έχουν γίνει και περιλαμβάνονται στο τεύχος στατικών υπολογισμών σε πλήρη ανάλυση και διαστασιολόγηση όλων των μεταλλικών στοιχείων της κατασκευής.

4. ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΦΟΡΤΙΣΗΣ

Τα φορτία που ελήφθησαν υπόψη κατά την εκπόνηση της μελέτης είναι:

- **Μόνιμο φορτίο:**

I.B. Οπλισμένου Σκυροδέματος: $G_1 = 25,00 \text{ KN/m}^3$

I.B. Χάλυβα : $G_2 = 78,50 \text{ KN/m}^3$

I.B. Πάνελ επικάλυψης οροφής και πλαγιοκάλυψης: $G_3 = 0,150 \text{ KN/m}^2$

I.B. αναρτήσεων από την οροφή: $G_4 = 0,150 \text{ KN/m}^2$

I.B. Φ/Β Πάνελ Οροφής: $G_5 = 0,150 \text{ KN/m}^2$

- **Κινητό φορτίο:**

Λαμβάνεται υπόψη το φορτίο κατηγορίας Η του EC1 για μη βατές στέγες:

$$Q = 0,50 \text{ KN/m}^2$$

- **Φορτίο Χιονιού:**

EN 1991-1-3: φορτία χιονιού και Εθνικό Προσάρτημα Ελλάδας. Σύμφωνα με το Εθνικό Προσάρτημα της Ελλάδας η περιοχή ανήκει στην Α ζώνη χιονιού:

Ζώνη Α: Νομοί Αρκαδίας, Ηλείας, Λακωνίας, Μεσσηνίας και όλα τα νησιά πλην των Σποράδων και της Εύβοιας

Χαρακτηριστική τιμή φορτίου χιονιού $s_{k,0} = 0,4 \text{ KN/m}^2$

$s_k = s_{k,0} (1 + (A/917)^2)$, όπου Α το υψόμετρο της τοποθεσίας από τη στάθμη της θάλασσας

Επιλέγεται υψόμετρο $A = 100\text{m} \rightarrow s_k = 0,405 \text{ KN/m}^2$

Συντελεστής μορφής στέγης: $\mu_1 = 0,80$ ($\alpha \leq 30^\circ$)

$$s = \mu_i C_e C_t s_k = 0,80 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 0,405 = \mathbf{0,32 \text{ KN/m}^2}$$

- **Φορτίο ανέμου:**

Το φορτίο του ανέμου υπολογίζεται με βάση τον EC1 Part 1-4 για κτίρια με μονόριχτη στέγη.

Ο υπολογισμός των φορτίσεων του ανέμου θα γίνει για κατηγορία εδάφους II και για βασική ταχύτητα ανέμου, $v_{b,0} = 33,0\text{m/sec}$, που περιλαμβάνεται στο εθνικό προσάρτημα τόσο της Ελλάδας και αναφέρεται σε απόσταση μικρότερη από 10km από την ακτή.

- **Βασική ταχύτητα ανέμου: $v_{b,0} = 33,0\text{m/sec}$**

Πίεση ταχύτητας αιχμής:

$$v_b = C_{dir} \cdot C_{season} \cdot v_{b,0} = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 33 \rightarrow \mathbf{v_b = 33,0\text{m/sec}}$$

Κατηγορία εδάφους II ($z_o = 0,05\text{m}$ και $z_{min} = 2,0\text{m}$)

$$c_{r(z_e)} = k_r \cdot \ln(z_e/z_o) \text{ όπου } k_r = 0,19 \cdot (z_o/z_{o,II})^{0,07} = 0,19 \cdot (0,05/0,05)^{0,07} = 0,19$$

$$c_{r(z_e)} = 0,19 \cdot \ln(5,75/0,05) = 0,90 / c_{o(z_e)} = 1,00 \text{ (για οριζόντιο έδαφος)}$$

$$\text{Επομένως: } v_{m(z_e)} = 0,90 \cdot 1,0 \cdot 33,0 \rightarrow \mathbf{v_{m(z_e)} = 29,70 \text{ m/sec}}$$

Η πίεση ταχύτητας αιχμής σε ύψος $z_e = 5,75\text{m}$ είναι:

$$q_{p(z_e)} = [1 + 7 \cdot I_v(z_e)] \cdot \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot v_m^2(z_e) \text{ όπου } I_v(z_e) = 0,211$$

$$q_{p(z_e)} = [1 + 7 \cdot 0,211] \cdot \frac{1}{2} \cdot 0,00125 \cdot 29,70^2 \rightarrow \mathbf{q_{p(z_e)} = 1,365 \text{ KN/m}^2}$$

Μέγιστες και ελάχιστες πιέσεις ανέμου: $w_e = q_{p(z_e)} \cdot c_{p,net} \text{ KN/m}^2$

- **Σεισμικό φορτίο:**

Για τον αντισεισμικό υπολογισμό χρησιμοποιείται το φάσμα σχεδιασμού τύπου 1 του EN 1998 – 1 . Οι παραδοχές που λαμβάνονται υπόψη είναι:

Ζώνη σεισμικής επικινδυνότητας Z1: **$\alpha_g R = 0,16$**

Συντελεστής συμπεριφοράς $q_x = q_z = 1,50$

Τύπος εδάφους B, $S=1,20$, $T1=0,15\text{sec}$, $T2=0,50\text{sec}$

Συντελεστής απόσβεσης: $\eta=1,08$

Συντελεστής σπουδαιότητας $\Sigma 2$: $\gamma=1,00$

Οι φορτίσεις που δημιουργούνται είναι:

1. G: μόνιμο φορτίο
2. S: ομοιόμορφο φορτίο χιονιού
3. Q: κινητό φορτίο στέγης
4. W(x): πίεση ανέμου παράλληλα στον κορφιά
5. W(y): πίεση ανέμου κάθετα στον κορφιά

- **Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση λειτουργικότητας:**

Όλες οι παραπάνω φορτίσεις συμμετέχουν στους συνδυασμούς δράσεων λειτουργικότητας του EN1990, οι οποίοι είναι:

Rare (characteristic) combination for the serviceability limit state:

$$E_{d,rare} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Frequent combination for the serviceability limit state:

$$E_{d,frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Non-frequent combination for the serviceability limit state (EN 1990 / German DIN-FB101):

$$E_{d,non-frequ} = E \left\{ \sum_{j \geq 1} G_{k,j} \oplus P_k \oplus \psi'_{1,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Το πρόγραμμα μετά την ανάλυση υπολογίζει τις περιβάλλουσες των μεγεθών μετακινήσεων και αντιδράσεων στους συνδυασμούς που παρουσιάζονται παρακάτω:

1171	100 MAXR-UX NODE Nodal Displacements
1172	100 MINR-UX NODE Nodal Displacements
1173	100 MAXR-UY NODE Nodal Displacements
1174	100 MINR-UY NODE Nodal Displacements
1175	100 MAXR-UZ NODE Nodal Displacements
1176	100 MINR-UZ NODE Nodal Displacements
1177	100 MAXR-URX NODE Nodal Displacements

1178	100 MINR-URX NODE Nodal Displacements
1179	100 MAXR-URY NODE Nodal Displacements
1180	100 MINR-URY NODE Nodal Displacements
1181	100 MAXR-URZ NODE Nodal Displacements
1182	100 MINR-URZ NODE Nodal Displacements
1183	100 MAXR-URB NODE Nodal Displacements
1184	100 MINR-URB NODE Nodal Displacements
1271	101 MAXF-UX NODE Nodal Displacements
1272	101 MINF-UX NODE Nodal Displacements
1273	101 MAXF-UY NODE Nodal Displacements
1274	101 MINF-UY NODE Nodal Displacements
1275	101 MAXF-UZ NODE Nodal Displacements
1276	101 MINF-UZ NODE Nodal Displacements
1277	101 MAXF-URX NODE Nodal Displacements
1278	101 MINF-URX NODE Nodal Displacements
1279	101 MAXF-URY NODE Nodal Displacements
1280	101 MINF-URY NODE Nodal Displacements
1281	101 MAXF-URZ NODE Nodal Displacements
1282	101 MINF-URZ NODE Nodal Displacements
1283	101 MAXF-URB NODE Nodal Displacements
1284	101 MINF-URB NODE Nodal Displacements
1371	102 MAXP-UX NODE Nodal Displacements
1372	102 MINP-UX NODE Nodal Displacements
1373	102 MAXP-UY NODE Nodal Displacements
1374	102 MINP-UY NODE Nodal Displacements
1375	102 MAXP-UZ NODE Nodal Displacements
1376	102 MINP-UZ NODE Nodal Displacements
1377	102 MAXP-URX NODE Nodal Displacements
1378	102 MINP-URX NODE Nodal Displacements
1379	102 MAXP-URY NODE Nodal Displacements
1380	102 MINP-URY NODE Nodal Displacements
1381	102 MAXP-URZ NODE Nodal Displacements
1382	102 MINP-URZ NODE Nodal Displacements
1383	102 MAXP-URB NODE Nodal Displacements
1384	102 MINP-URB NODE Nodal Displacements

- **Συνδυασμοί στην οριακή κατάσταση αστοχίας:**

Επίσης, οι παραπάνω φορτίσεις συμμετέχουν στο συνδυασμό δράσεων αστοχίας σύμφωνα με τις εξισώσεις 6.10α και 6.10b του EN1990, οι οποίοι είναι:

EN 1990 equation 6.10a

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

EN 1990 equation 6.10b

$$E_d = E \left\{ \sum_{j \geq 1} \xi \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} \oplus \gamma_P \cdot P_k \oplus \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} \oplus \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right\}$$

Μετά την ανάλυση παρουσιάζονται οι περιβάλλουσες των εντατικών μεγεθών στους παρακάτω συνδυασμούς:

2251	104 MAX-PX NODE Supporting Forces in Nodes
2252	104 MIN-PX NODE Supporting Forces in Nodes
2253	104 MAX-PY NODE Supporting Forces in Nodes
2254	104 MIN-PY NODE Supporting Forces in Nodes
2255	104 MAX-PZ NODE Supporting Forces in Nodes
2256	104 MIN-PZ NODE Supporting Forces in Nodes
2257	104 MAX-MX NODE Supporting Forces in Nodes
2258	104 MIN-MX NODE Supporting Forces in Nodes
2259	104 MAX-MY NODE Supporting Forces in Nodes
2260	104 MIN-MY NODE Supporting Forces in Nodes
2261	104 MAX-MZ NODE Supporting Forces in Nodes
2262	104 MIN-MZ NODE Supporting Forces in Nodes
2291	104 MAX-MB NODE Supporting Forces in Nodes
2292	104 MIN-MB NODE Supporting Forces in Nodes
2221	104 MAX-N BEAM Forces in Beam Elements
2222	104 MIN-N BEAM Forces in Beam Elements
2223	104 MAX-VY BEAM Forces in Beam Elements
2224	104 MIN-VY BEAM Forces in Beam Elements
2225	104 MAX-VZ BEAM Forces in Beam Elements
2226	104 MIN-VZ BEAM Forces in Beam Elements
2227	104 MAX-MT BEAM Forces in Beam Elements
2228	104 MIN-MT BEAM Forces in Beam Elements
2229	104 MAX-MY BEAM Forces in Beam Elements
2230	104 MIN-MY BEAM Forces in Beam Elements
2231	104 MAX-MZ BEAM Forces in Beam Elements
2232	104 MIN-MZ BEAM Forces in Beam Elements
2233	104 MAX-MB BEAM Forces in Beam Elements
2234	104 MIN-MB BEAM Forces in Beam Elements
2235	104 MAX-MT2 BEAM Forces in Beam Elements
2236	104 MIN-MT2 BEAM Forces in Beam Elements
2241	104 MAX-N TRUS Forces in Truss Elements
2242	104 MIN-N TRUS Forces in Truss Elements
2351	105 MAX-PX NODE Supporting Forces in Nodes
2352	105 MIN-PX NODE Supporting Forces in Nodes
2353	105 MAX-PY NODE Supporting Forces in Nodes
2354	105 MIN-PY NODE Supporting Forces in Nodes
2355	105 MAX-PZ NODE Supporting Forces in Nodes

2356	105 MIN-PZ NODE Supporting Forces in Nodes
2357	105 MAX-MX NODE Supporting Forces in Nodes
2358	105 MIN-MX NODE Supporting Forces in Nodes
2359	105 MAX-MY NODE Supporting Forces in Nodes
2360	105 MIN-MY NODE Supporting Forces in Nodes
2361	105 MAX-MZ NODE Supporting Forces in Nodes
2362	105 MIN-MZ NODE Supporting Forces in Nodes
2391	105 MAX-MB NODE Supporting Forces in Nodes
2392	105 MIN-MB NODE Supporting Forces in Nodes
2321	105 MAX-N BEAM Forces in Beam Elements
2322	105 MIN-N BEAM Forces in Beam Elements
2323	105 MAX-VY BEAM Forces in Beam Elements
2324	105 MIN-VY BEAM Forces in Beam Elements
2325	105 MAX-VZ BEAM Forces in Beam Elements
2326	105 MIN-VZ BEAM Forces in Beam Elements
2327	105 MAX-MT BEAM Forces in Beam Elements
2328	105 MIN-MT BEAM Forces in Beam Elements
2329	105 MAX-MY BEAM Forces in Beam Elements
2330	105 MIN-MY BEAM Forces in Beam Elements
2331	105 MAX-MZ BEAM Forces in Beam Elements
2332	105 MIN-MZ BEAM Forces in Beam Elements
2333	105 MAX-MB BEAM Forces in Beam Elements
2334	105 MIN-MB BEAM Forces in Beam Elements
2335	105 MAX-MT2 BEAM Forces in Beam Elements
2336	105 MIN-MT2 BEAM Forces in Beam Elements
2341	105 MAX-N TRUS Forces in Truss Elements
2342	105 MIN-N TRUS Forces in Truss Elements

- **Σεισμικοί Συνδυασμοί:**

Όσον αφορά στην σεισμική ανάλυση ακολουθείται η δυναμική φασματική μέθοδος. Μετά την ιδιομορφική ανάλυση και τον υπολογισμό των ιδιοπεριόδων της κατασκευής από το πρόγραμμα ανάλυσης ακολουθεί η ιδιομορφική απόκριση με την χρήση του φάσματος σχεδιασμού του EN 1998-1 και η ιδιομορφική επαλληλία με την οποία υπολογίζεται για κάθε συνιστώσα του σεισμού η ακραία τιμή των μεγεθών απόκρισης. Τελικά, γίνεται η χωρική επαλληλία με την οποία υπολογίζεται η ακραία τιμή των μεγεθών απόκρισης για ταυτόχρονη δράση των τριών συνιστωσών του σεισμού. Στο πρόγραμμα ανάλυσης ακολουθείται η παραπάνω διαδικασία και τελικά ζητείται η περιβάλλουσα των ακραίων τιμών κάθε μεγέθους απόκρισης. Έτσι, εμφανίζονται τα εξής αποτελέσματα που είναι οι περιβάλλουσες των μεγεθών απόκρισης για όλους τους σεισμικούς συνδυασμούς:

LC402: μέγιστες – ελάχιστες τιμές αξονικής δύναμης N για στοιχεία δοκού
 LC403: μέγιστες – ελάχιστες τιμές τέμνουσας Vy
 LC404: μέγιστες – ελάχιστες τιμές τέμνουσας Vz
 LC405: μέγιστες – ελάχιστες τιμές ροπής Mt
 LC406: μέγιστες – ελάχιστες τιμές ροπής My
 LC407: μέγιστες – ελάχιστες τιμές ροπής Mz
 και LC411: μέγιστες – ελάχιστες τιμές αξονικής δύναμης N για ραβδωτά στοιχεία

5. ΠΕΡΙΓΡΑΦΗ ΤΗΣ ΣΤΑΤΙΚΗΣ ΑΝΑΛΥΣΗΣ

5.1 Στατικός φορέας

Η κατασκευή προσομοιώνεται στο στατικό πρόγραμμα με ένα χωρικό προσομοίωμα που αποτελείται από όλα τα δομικά της μέλη. Στην παρακάτω εικόνα φαίνεται το προσομοίωμα του στατικού φορέα στο πρόγραμμα ανάλυσης:



Η στατική ανάλυση του φορέα έγινε με την παραδοχή γραμμικά ελαστικής ανάλυσης των δομικών στοιχείων. Η διαστασιολόγηση των διατομών έγινε με τις μεθόδους οριακής αντοχής και λειτουργικότητας του Ευρωκώδικα 3 και με βάση την ελαστική μέθοδο (παραδοχή προς το μέρος της ασφάλειας για διατομές κλάσεως 1 και 2). Οι έλεγχοι αφορούν τον έλεγχο των διατομών σε κάμψη, διάτμηση και συνδυασμό αυτών. Ο έλεγχος ευστάθειας αφορά την διαστασιολόγηση των μελών σε καθαρή κάμψη, στρέψη, στρεπτοκαμπτικό λυγισμό και συνδυασμό καταπονήσεων.

Στο τεύχος των επιλύσεων που συνοδεύουν την παρούσα τεχνική περιγραφή παρουσιάζονται οι διατομές, οι φορτίσεις, τα εντατικά μεγέθη, ο λόγος εκμετάλλευσης των διατομών.

5.2 Θεμελίωση

Για το έδαφος λήφθηκε υπόψη επιτρεπόμενη τάση έδρασης 150Kpa. Από τις αντιδράσεις του χωρικού προσομοιώματος της ανωδομής γίνεται ο έλεγχος της θεμελίωσης.

Η θεμελίωση του κτιρίου θα γίνει με μεμονωμένα πέδιλα διαστάσεων 1,50m x 2,00m για τους στύλους του άξονα Β που εδράζονται στο έδαφος. Τα πέδιλα

των μετωπικών στύλων είναι διαστάσεων 1,00m x 1,50m. Τα πέδιλα συνδέονται μεταξύ τους περιμετρικά με συνδετήριες δοκούς 25/100. Οι στύλοι αυτοί θεωρούνται κατά την ανάλυση πακτωμένοι στη βάση τους. Στις θέσεις όπου υπάρχει υφιστάμενο περιμετρικό κανάλι Ο/Σ θα απαιτηθεί μερική καθαίρεση του ενός τοιχίου του, ώστε να γίνει η διαμόρφωση των νέων πεδίων. Η ακριβής διάταξη της θεμελίωσης φαίνεται στα αντίστοιχα σχέδια.

Οι στύλοι του άξονα Α εδράζονται πάνω σε υφιστάμενο τοίχιο Ο/Σ πάχους 28cm με χρήση χημικών βυσμάτων. Στην περίπτωση αυτή γίνεται η διάνοιξη των οπών στο σκυρόδεμα στις θέσεις που προβλέπεται από τα σχέδια, ακολουθεί καθαρισμός των οπών με νερό υπό πίεση, τοποθετείται το βύσμα και τέλος γίνεται πλήρωση της οπής με εποξειδική ρητίνη. Η έδραση στο υφιστάμενο τοίχιο των στύλων του άξονα Α προσομοιώνεται κατά την στατική ανάλυση ως άρθρωση στη βάση του υποστυλώματος. Σημειώνεται πως δεν γίνεται στα πλαίσια της παρούσας μελέτης έλεγχος της αντοχής του υφιστάμενου τοιχίου έδρασης των υποστυλωμάτων του άξονα Α, δεδομένου πως θεωρήθηκε από την αναθέτουσα ΔΕΥΑ επαρκές για τον σκοπό αυτό.

6. ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ - ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

Η παρούσα μελέτη αφορά την στατική επίλυση του κτιρίου στέγασης εμπορευματοκιβωτίων στην μονάδα αφαλάτωσης της περιοχής Πέπωνα Παροικίας Πάρου διαστάσεων σε κάτοψη 14,85m X 29,70m και μονοκλινούς στέγης. Το κτίριο θα έχει επικαλύψεις από πάνελ πολυουρεθάνης ενώ στην οροφή του θα τοποθετηθούν και Φ/Β πάνελ για την παραγωγή ηλεκτρικής ενέργειας. Η στατική μελέτη έγινε εφαρμόζοντας το Β' κανονιστικό πλαίσιο του ΦΕΚ 1457/Β/05-06-2014 που περιλαμβάνει τους Ευρωκώδικες σε συνδυασμό με τα Εθνικά Προσαρτήματά για την Ελλάδα. Μετά την επίλυση αποδεικνύεται η αντοχή του δομήματος στα παραπάνω αναφερόμενα φορτία μελέτης και τα αποτελέσματα παρουσιάζονται αναλυτικά στο τεύχος στατικών υπολογισμών που συνοδεύει την παρούσα τεχνική περιγραφή.

Ο συντάξας

Α. ΜΑΥΡΑΚΗΣ

Πολ. Μηχανικός

