

**ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΟ ΕΚΠΑΙΔΕΥΤΙΚΟ ΙΔΡΥΜΑ (Τ.Ε.Ι)
ΠΑΤΡΑΣ
ΣΧΟΛΗ ΤΕΧΝΟΛΟΓΙΚΩΝ ΕΦΑΡΜΟΓΩΝ
ΤΜΗΜΑ ΠΟΛΙΤΙΚΩΝ ΕΡΓΩΝ ΥΠΟΔΟΜΗΣ**

ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

**ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΞΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ
ΣΤΗΝ ΝΕΑ ΣΥΜΒΟΛΗ ΠΛΑΤΡΩΝ-ΠΕΡΑ ΠΕΔΙ ΚΑΙ
ΜΑΝΔΡΙΩΝ-ΠΛΑΤΡΩΝ ΛΕΜΕΣΟΥ ΚΥΠΡΟΥ,
ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ.**



**ΕΙΣΗΓΗΤΡΙΑ – ΕΠΙΒΛΕΠΟΥΣΑ:
Δρ. Διονυσία - Πηνελόπη Ν. Κοντονή
Δρ. Πολιτικός Μηχανικός
Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. Πάτρας**

**ΣΠΟΥΔΑΣΤΕΣ:
Ιωάννης Γ. Μακαρίου
Γιάννης Α. Νεοκλέους**

ΠΑΤΡΑ, ΝΟΕΜΒΡΙΟΣ 2009

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ

Έχοντας ολοκληρώσει την παρούσα Πτυχιακή Εργασία, αισθανόμαστε την ανάγκη να ευχαριστήσουμε:

Την Εισηγήτρια και Επιβλέπουσα της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας Δρ. Διονυσία - Πηνελόπη Ν. Κοντονή, Δρ. Πολιτικό Μηχανικό και Αν. Καθηγήτρια Τ.Ε.Ι. Πάτρας, για την πολύτιμη βοήθεια που μας προσέφερε κατά την διάρκεια εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας, τη συνεχή καθοδήγησή της και την υπομονή της.

Πάτρα, Νοέμβριος 2009

Μακαρίου Ιωάννης

Νεοκλέους Γιάννης

ΠΕΡΙΛΗΨΗ

Η παρούσα Πτυχιακή Εργασία περιλαμβάνει την πλήρη και αναλυτική μελέτη της τοξωτής Γέφυρας και Πτερυγότοιχων από οπλισμένο σκυρόδεμα στη νέα συμβολή Πλατρών - Πέρα Πεδί και Μανδριών – Πλατρών Λεμεσού Κύπρου, με την βοήθεια ειδικού λογισμικού Η/Υ, η οποία βασίστηκε στους Ευρωκώδικες και τον Ν.Ε.Α.Κ. – Ε.Α.Κ. 2000.

ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ

ΕΥΧΑΡΙΣΤΗΡΙΑ	i
ΠΕΡΙΛΗΨΗ	ii
ΠΕΡΙΕΧΟΜΕΝΑ.....	iii
1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ	1
1.1 ΓΕΝΙΚΑ	1
1.2 ΚΙΝΔΥΝΟΙ ΣΦΑΛΜΑΤΩΝ	2
1.3 ΠΑΡΟΥΣΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ.....	2
1.3.1 Συνοπτική Περιγραφή του Έργου.....	2
1.3.2 Οργάνωση αυτής της Έκθεσης.....	4
2. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	5
2.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ.....	5
2.2 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	7
2.2.1 ΦΥΣΙΚΟΙ ΛΙΘΟΙ.....	7
2.2.2 ΤΕΧΝΗΤΟΙ ΛΙΘΟΙ.....	8
2.2.3 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ	8
2.2.4 ΧΑΛΥΒΕΣ	10
2.2.5 ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΙΣ & ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ.....	10
2.3 ΕΙΔΗ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	11
2.4 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	12
2.4.1 ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ.....	14
2.4.2 ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ	15
2.4.3 ΕΦΕΔΡΑΝΑ.....	16
2.4.4 ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ.....	17
2.4.5 ΠΕΖΟΔΡΟΜΙΑ - ΣΤΗΘΑΙΑ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑΤΑ	17
2.4.6 ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ.....	18
2.4.7 ΕΡΕΙΣΜΑΤΑ.....	19
2.4.8 ΠΡΑΝΗ	20
2.4.9 ΣΤΗΘΑΙΑ ΚΑΙ ΣΤΥΛΟΙ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗΣ.....	20
2.4.10 ΦΡΕΑΤΙΑ.....	21
2.4.11 ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ	21
2.4.12 ΤΑΦΡΟΙ	22
2.4.13 ΑΡΜΟΙ	23
2.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	24
2.6 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	25
2.7 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΓΕΦΥΡΩΝ.....	26
2.8 ΕΚΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ	28
2.9 ΠΩΣ ΓΙΝΕΤΑΙ Η ΜΕΛΕΤΗ ΜΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	28
3. ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΞΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ	
ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ.....	33
3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	33
3.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	34
3.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ.....	35
3.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	37
3.5 ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΔΙΩΝ.....	38
3.6 ΜΕΛΕΤΗ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ	38
3.7 ΔΟΜΗ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ 4 ΚΑΙ 5.....	40

4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ Η/Υ.....	43
4.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ	45
4.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ.....	53
4.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗ.....	59
4.4 ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ CEM MICRO-STRESS.....	61
4.5 ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ CEM MICRO-STRESS.....	67
4.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ CEM MICRO-STRESS.....	75
5. ΜΕΛΕΤΗ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕ Η/Υ.....	93
5.1 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 5.50 μ.	95
5.2 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 3.25 μ.	101
5.3 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 1.50 μ. ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΤΗΘΑΙΟΥ.....	107
6. ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΗΣ ΤΟΞΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ.....	111
7. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ	131
8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ.....	165
ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ	167

1. ΕΙΣΑΓΩΓΗ

1.1 ΓΕΝΙΚΑ

Τα τελευταία χρόνια η εξέλιξη και η εξάπλωση των ηλεκτρονικών υπολογιστών καθώς και η δυνατότητα ανάπτυξης που παρείχαν σε πολλούς τομείς, έκαναν τους υπολογιστές ένα απαραίτητο μέσο τεχνολογικής ανόδου αλλά και επίλυσης προβλημάτων που από καιρό απασχολούσαν το μηχανικό.

Ένας από τους τομείς της ειδικότητας του Πολιτικού Μηχανικού Έργων Υποδομής, στον οποίο μπορεί να χρησιμοποιηθεί ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (H/Y), είναι ο υπολογισμός πολύπλοκων κατασκευών, όπως είναι οι γέφυρες, που κατασκευάζονται ευρέως στη σημερινή εποχή.

Αξίζει, να αναφερθεί ότι αυτό που πραγματικά αναλύεται και υπολογίζεται από έναν H/Y δεν είναι η πραγματική κατασκευή αλλά ένα προσομοίωμα (μοντέλο), που αποδίδει ικανοποιητικά όλες τις βασικές μηχανικές ιδιότητες της κατασκευής.

Ο μελετητής - μηχανικός πρέπει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων, που του δίνει το πρόγραμμα του H/Y που χρησιμοποιεί, με βάση την επιστημονική του εκτίμηση. Απαιτείται, λοιπόν, πολύ καλή γνώση του υπολογισμού της γέφυρας, η οποία προϋποθέτει βαθιά γνώση της Εδαφομηχανικής, της Στατικής και Δυναμικής Ανάλυσης Κατασκευών, της Σεισμικής Μηχανικής, των Τεχνικών Έργων Υποδομής και των Κανονισμών που ισχύουν κάθε φορά.

1.2 ΚΙΝΔΥΝΟΙ ΣΦΑΛΜΑΤΩΝ

Ο Η/Υ είναι ικανός να εκτελέσει με μεγάλη ακρίβεια και ταχύτητα αριθμητικές πράξεις και να μας δώσει αποτελέσματα.

Τα σφάλματα δεν οφείλονται κατά κανόνα στα ηλεκτρονικά εξαρτήματα του υπολογιστή (hardware) αλλά στον ανθρώπινο παράγοντα που υπεισέρχεται στη διαδικασία ανάλυσης της κατασκευής, είτε έχει το ρόλο του συντάκτη του προγράμματος ή το ρόλο του χρήστη.

Τα σφάλματα επιγραμματικά ταξινομούνται στις ακόλουθες κατηγορίες:

1. Σε σφάλματα αλγορίθμου και κωδικοποίησης,
2. Σε σφάλματα χρήσης:
 - Σφάλματα ανεπαρκούς προσομοίωσης της κατασκευής,
 - Σφάλματα στην εισαγωγή των δεδομένων,
 - Σφάλματα στο χειρισμό του προγράμματος και
 - Σφάλματα ερμηνείας των αποτελεσμάτων.
3. Σε σφάλματα αποκοπής και στρογγύλευσης.

Περισσότερες πληροφορίες μπορεί να βρει κανείς στις Διδακτικές Σημειώσεις [Κοντονή, 1995/1999].

1.3 ΠΑΡΟΥΣΑ ΠΤΥΧΙΑΚΗ ΕΡΓΑΣΙΑ

1.3.1 Συνοπτική Περιγραφή του Έργου

Η μελέτη που εξετάζεται, αφορά στην κατασκευή τοξωτής γέφυρας από οπλισμένο σκυρόδεμα, με ακτίνα τόξου 2.50μ. και με ύψος από το πάνω μέρος των πεδίων μέχρι την αρχή του τόξου, περίπου 3.00μ. Τα

δύο σκέλη της γέφυρας είναι κατακόρυφα, με καθαρό άνοιγμα 5.00μ, σύμφωνα με τις λεπτομέρειες στο σχέδιο του Συμβολαίου Γ/532/9.

Η κορυφή του τόξου καθορίζεται να είναι 1.50μ. κάτω από το τελειωμένο υψόμετρο του οδοστρώματος. Για πρακτικούς λόγους η διάσταση αυτή λαμβάνεται στον άξονα του δρόμου ενώ, λόγω της κυμαινόμενης επίκλισης στην στροφή, τα υψόμετρα στην άκρη του οδοστρώματος διαφοροποιούνται ελαφρά για τις δύο πλευρές.

Το κάθε σκέλος της γέφυρας θεμελιώνεται ανεξάρτητα σε συνεχές πέδιλο (strip footing) το οποίο εδράζεται σε άοπλο σκυρόδεμα που εκτείνεται σε βάθος τουλάχιστον 1.0μ. εντός του διαβασικού υποστρώματος. Το ακριβές βάθος εκσκαφής και συμπλήρωσης με άοπλο σκυρόδεμα θα αποφασιστεί επιτόπου ανάλογα με τις τοπικές συνθήκες.

Το καθαρό πλάτος του δρόμου στη θέση της γέφυρας καθορίζεται στην τομή A-A στο σχέδιο του Συμβολαίου να είναι 8.70μ. Η ακριβής χωροθέτηση και γεωμετρία της γέφυρας φαίνεται στα σχέδια οριζοντιογραφίας του Συμβολαίου.

Στις δύο πλευρές του δρόμου και για συνολικό μήκος 30μ, συμπεριλαμβανομένης της γέφυρας, κατασκευάζονται περυγότοιχοι των οποίων το επίπεδο θεμελίωσης είναι 1,50μ. κατ' ελάχιστο κάτω από τη γραμμή της νέας διαμόρφωσης του εδάφους. Στο πάνω μέρος των περυγότοιχων κατασκευάζεται στηθαίο ασφάλειας από οπλισμένο σκυρόδεμα, το οποίο πληροί τις απαιτήσεις του Ευρωπαϊκού προτύπου EN1317-2:1998 (Containment level H3).

Οι περυγότοιχοι επενδύονται με πέτρα περιοχής ονομαστικού πάχους 10cm αρμολογημένη σε τσιμεντοπηλό 1:3. Για τη σύνδεση της πέτρας με την κατασκευή, καρφώνονται αγκύρια από ανοξείδωτες λάμες κάθε περίπου 80εκ. και στις δύο κατευθύνσεις.

Η προτεινόμενη διαμόρφωση του καναλιού και των πρανών στην είσοδο και έξοδο του ρυακιού, συνάδει με τα σχέδια του Συμβολαίου. Προκύπτει κλίση πρανούς 1 κάθετα προς 2.5 οριζόντια. Αυτή η ομαλή κλίση επιτρέπει την ανάπτυξη φυσικής βλάστησης ή και φύτευση δέντρων για καλύτερη συνοχή με τον περιβάλλοντα χώρο.

1.3.2 Οργάνωση της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας

- Στο δεύτερο κεφάλαιο «ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ», παρουσιάζεται μια σύντομη και περιεκτική περιγραφή όλων των στοιχείων που αποτελούν μία γέφυρα αλλά και των σταδίων κατασκευής της.
- Στο τρίτο κεφάλαιο γίνεται λεπτομερής παρουσίαση της προσέγγισης της μελέτης τόσο για τη γέφυρα όσο και για τους περυγότοιχους και το στηθαίο ασφάλειας.
- Στο τέταρτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η στατική μελέτη της τοξωτής γέφυρας πραγματοποιώντας στατική και δυναμική ιδιομορφική ανάλυση με τη χρήση H/Y.
- Στο πέμπτο κεφάλαιο παρουσιάζεται η μελέτη των περυγότοιχων με τη χρήση H/Y.
- Στο έκτο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα τεχνικά σχέδια μελέτης της γέφυρας.
- Στο έβδομο κεφάλαιο παρατίθενται οι φωτογραφίες της Γέφυρας.
- Στο όγδοο κεφάλαιο παρουσιάζονται τα Συμπεράσματα.
- Τέλος, ακολουθεί η Βιβλιογραφία.

2. ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Για να μπορέσουμε να μελετήσουμε μια γέφυρα, αρχικά θα πρέπει να γνωρίζουμε τί είναι μία γέφυρα και ποιό σκοπό εξυπηρετεί η κατασκευή της.

Γέφυρα είναι το τεχνικό έργο το οποίο καθιστά ομαλή την διάβαση πάνω από κάποιο κώλυμα, φυσικό ή τεχνητό.

Οι γέφυρες, λοιπόν, θα μπορούσαμε να πούμε με συντομία ότι είναι κατασκευές σε πασσάλους ή πυλώνες που φέρουν οριζόντια πλάκα κυκλοφορίας πεζών και οχημάτων και κατασκευάζονται σε περιοχές προστατευμένες φυσικά (όρμους) ή τεχνητά (λιμενολεκάνες). Είναι ελαφρές κατασκευές από οπλισμένο σκυρόδεμα ή χάλυβα, που μόνες τους δε μπορούν να παραλάβουν φορτία προσκρούσεως και πλαγιοδετήσεως ή πρυμνοδετήσεως πλοίων, παρά μόνο με την παρεμβολή προστατευτικών διατάξεων απορροφήσεως της κινητής ενέργειας των σκαφών, των «δελφύων». Στόχο έχουν να επιτρέπουν την προσπέλαση ανθρώπων, οχημάτων και αγωγών εγκάρσια σε ακτές ως την απόσταση όπου το βάθος του νερού επαρκεί για την προσέγγιση πλοίων μεγάλου βυθίσματος (π.χ. πετρελαιοφόρων) σε περίπτωση που η κίνηση δε μπορεί να επιτευχθεί λόγω φυσικού εμποδίου.

2.1 ΙΣΤΟΡΙΚΗ ΑΝΑΔΡΟΜΗ

Η γέφυρα, σαν τεχνικό κατασκεύασμα, χρονολογείται από την αρχαιότητα. Οι Ρωμαίοι κατασκεύαζαν λίθινες γέφυρες χτιστές πάνω από μεγάλα ποτάμια. Πάρα πολλές από αυτές σώζονται μέχρι σήμερα. Μερικές ρωμαϊκές γέφυρες είχαν στο κατάστρωμά τους πεζοδρόμια, ασίδες και διακοσμητικά αγάλματα.

Στον Μεσαίωνα, οι γέφυρες είχαν και οχυρωμένους πύργους, τόσο για την προστασία τους όσο και για να χρησιμοποιούνται σαν φρούρια για την προστασία της γύρω περιοχής.

Στα τέλη του 19ου και στις αρχές του 20ού αιώνα, άρχισαν να κατασκευάζονται οι μεταλλικές γέφυρες, ενώ λίγο αργότερα χρησιμοποιήθηκε το οπλισμένο σκυρόδεμα.

Η πρώτη μεταλλική γέφυρα που κατασκευάστηκε στην Ευρώπη είναι η Pond des Arts (Γέφυρα των Τεχνών) και βρίσκεται στο Παρίσι.

Άλλοτε, για τις μεταλλικές γέφυρες χρησιμοποιούνταν σίδηρος, ενώ σήμερα χρησιμοποιείται μόνο ο χάλυβας και σπανιότερα το αλουμίνιο.

Υπάρχουν αρκετά είδη γεφυρών στον κόσμο:

- Οι γέφυρες από προεντεταμένο σκυρόδεμα οι οποίες είναι ευθύγραμμες ή έχουν μορφή τόξου. Μια αξιόλογη κατασκευή τέτοιου είδους είναι η Γέφυρα του Σάντυ που κατασκευάστηκε το 1943, έχει άνοιγμα 264.00 μέτρα και ήταν τότε μια από τις μεγαλύτερες στον κόσμο. Στην κατηγορία αυτή ανήκουν και οι κιβωτοειδείς γέφυρες.
- Οι καλωδιωτές γέφυρες, που είναι κατάλληλες για μεγάλα ανοίγματα. Σε αυτές, το κατάστρωμα συγκροτείται με αλυσίδες ή συρμάτινους κάβους (χοντρά σχοινιά) που ξεκινάνε από κατακόρυφους αναρτήρες που και αυτοί στηρίζονται σε κατακόρυφα πλαίσια από μπετόν ή από μέταλλο. Μία τέτοια γέφυρα είναι η Γέφυρα του Ρίου – Αντίριου της Πάτρας.
- Οι γέφυρες με αντίβαρο. Μια από τις μεγαλύτερες είναι εκείνη του ποταμού του Κάγο, που έχει άνοιγμα 79.25 μέτρα και ο χειρισμός της βασίζεται σε οδοντωτούς τροχούς και στρόφαλους, που λειτουργούν με κινητήρες.
- Οι ανυψούμενες γέφυρες είναι εκείνες που αφήνουν ελεύθερο πέρασμα για πλοία. Το κατάστρωμα σε αυτές τις γέφυρες είναι κινητό και

ανυψώνεται με συρμάτινους κάβους που στηρίζονται σε πλαίσια με περιστρεφόμενα τύμπανα.

- Οι περιστρεφόμενες γέφυρες βασίζονται κυρίως σε μία κεντρική βάση που βρίσκεται στη μέση του ανοίγματος του ποταμού ή της διώρυγας και κινείται περιστροφικά με ειδικό μηχάνημα, τοποθετημένο πάνω στην ίδια βάση.
- Οι πλωτές γέφυρες αποτελούνται από μία σειρά ειδικών σκαφών, πάνω στα οποία τοποθετούνται και αρθρώνονται πλαίσια κατάλληλα για να σχηματίσουν μία δίοδο. Οι γέφυρες αυτές είναι συνηθισμένες σαν βοηθητικές γέφυρες για την κατασκευή μιας μόνιμης γέφυρας.

2.2 ΔΟΜΙΚΑ ΥΛΙΚΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Για την κατασκευή των γεφυρών μπορούν να χρησιμοποιηθούν σαν δομικά υλικά φυσικοί λίθοι, τεχνητοί λίθοι, σκυρόδεμα, χάλυβες, επιστρώσεις και στεγάνωση και τεχνητές ύλες, άλλα μέταλλα κ.ο.κ.

2.2.1 ΦΥΣΙΚΟΙ ΛΙΘΟΙ

Ανθεκτικοί φυσικοί λίθοι, όπως ο γρανίτης, ο πορφυρίτης, ο διορίτης, ο βασάλτης, η βασालτική λάβα, ασβεστόλιθοι, όπως το μάρμαρο, ο ψαμμίτης, οι σκληροί τόφοι και οι τραβερτίνες, χρησιμοποιήθηκαν με μεγάλη επιτυχία στη γεφυροποιία και μάλιστα στα βάθρα και στις θολωτές κατασκευές, άλλοτε σαν φέροντα στοιχεία, άλλοτε σαν επένδυση. Δυστυχώς σήμερα σπάνια χρησιμοποιούνται φυσικοί λίθοι στη γεφυροποιία εξαιτίας του υψηλού κόστους κατεργασίας τους. Είναι ωστόσο επιτακτικό να γίνει δυνατό να χρησιμοποιούνται και πάλι, επειδή:

1. Οι επιφάνειες από φυσικούς λίθους καλής επιλογής (τοιχοποιία ή επένδυση με πλάκες) είναι αισθητικά προτιμότερες από το χρωματικά μονότονο και

απωθητικά ορατό σκυρόδεμα και συμβάλλουν έτσι στη δημιουργία καλύτερου περιβάλλοντος και ποιότητας ζωής τόσο στις πόλεις όσο και στην ύπαιθρο. Αξίζει να επενδύονται χρήματα και για το σκοπό αυτό.

2. Οι φυσικοί λίθοι έχουν καλύτερη γήρανση από το σκυρόδεμα, δηλ. η εξωτερική τους όψη είναι καλή και μετά από πολλά χρόνια (π.χ. οι ρωμαϊκές γέφυρες), και διατηρούνται καλύτερα στη βιομηχανική ατμόσφαιρα, εφόσον εκλεγεί το κατάλληλο είδος λίθου.
3. Η αντοχή σε διάβρωση και τριβή από το νερό και την άμμο είναι σημαντικά μεγαλύτερη από την αντίστοιχη του σκυροδέματος, κάτι που έχει ιδιαίτερη σημασία για τα βάθρα γεφυρώσεων ποταμών.

Κάποτε ο φυσικός λίθος ονομαζόταν «ιδιαίτερο δομικό υλικό του Θεού». Η δομή του δίνει μια ζωντανή και χρωματιστή εικόνα σε αντίθεση με τις νεκρές επιφάνειες του σκυροδέματος. Αλλάζοντας το σχέδιο της λιθοδομής (μεγέθη λίθων, αρμοί, κονίαμα) μπορεί να πετύχει κανείς τις πιο διαφορετικές εντυπώσεις και να διατηρήσει κάποια «ανθρώπινη κλίμακα» και στις πιο μεγάλες επιφάνειες. Η εντύπωση της «αγριότητας» (Brutalismus) που συνδέθηκε με ορισμένα ρεύματα της Αρχιτεκτονικής των ετών 1960 - 1976 δεν προκαλείται στη λιθοδομή με φυσικούς λίθους. Ωστόσο η χρήση των φυσικών λίθων είναι δυνατοί σε γέφυρες με μικρό σχετικά άνοιγμα.

2.2.2 ΤΕΧΝΗΤΟΙ ΛΙΘΟΙ

Μερικές φορές χρησιμοποιούνται στη γεφυροποιία για επενδύσεις βάθρων.

2.2.3 ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ

Στην ανωδομή θα χρησιμοποιούνται κανονικά σκυροδέματα B25 ως B55 και στα θεμέλια και τα επενδυμένα βάθρα κανονικά σκυροδέματα B15 ως B35. Στις ανωδομές απαιτούνται συνήθως σκυροδέματα υψηλής αντοχής λόγω των μεγάλων εντάσεων (π.χ. καμπτικών ροπών) που προκαλούν τα αντίστοιχα

μεγάλα κατακόρυφα φορτία. Για τον ίδιο λόγο στις ανωδομές, ιδιαίτερα σε γέφυρες σημαντικού ανοίγματος, χρησιμοποιείται προεντεταμένο σκυρόδεμα.

Τα ελαφροσκυροδέματα υψηλής αντοχής LB35 ως LB45 είναι κάποτε προτιμότερα στα μεγάλα ανοίγματα λόγω του μικρού ιδίου βάρους.

Όταν το πάχος των δομικών στοιχείων είναι μεγάλο, θα επιδιώκεται ο περιορισμός της θερμότητας ενυδάτωσης με βραδύπηκτα τσιμέντα και όχι μεγάλο ποσοστό τσιμέντου στις αναλογίες ανάμιξης. Μετά τη διάστρωση θα διατηρείται το σκυρόδεμα θερμό για αρκετές μέρες και θα παρεμποδίζεται η εξάτμιση του νερού.

Η υφή και το χρώμα των ορατών επιφανειών του σκυροδέματος παίζουν σημαντικό ρόλο στην οπτική εντύπωση που προκαλούν οι γέφυρες. Σημαντικές προϋποθέσεις είναι ο στεγανός και ομοιόμορφος ξυλότυπος, η χρήση του ιδίου τσιμέντου και άμμου, των ίδιων αναλογιών ανάμιξης και η άψογη συμπύκνωση. Οι αρμοί εργασίας πρέπει να είναι ευθύγραμμοι και μπορεί η θέση τους να σημαδευτεί με μικρούς πήχεις κατά τη διάστρωση. Πολλά τσιμέντα δίνουν ένα δυσάρεστο γκρι χρώμα στο σκυρόδεμα, το οποίο είναι δυνατό να αποφευχθεί με διάφορους τρόπους π.χ. με μεταγενέστερα επιχρίσματα. Τα επιχρίσματα πρέπει να έχουν διαπερατά από τον ατμό χρώματα και ανθεκτικά στα αλκάλια. Πριν την επίχριση θα απομακρύνεται η εξωτερική στρώση του τσιμέντου, επειδή είναι ιδιαίτερα πορώδης και επιβλαβής για την πρόσφυση του επιχρίσματος.

Η καλύτερη και καταλληλότερη για το υλικό βελτίωση της τραχύτητας των επιφανειών του σκυροδέματος εξαιτίας των ξυλοτύπων είναι η κατεργασία από τεχνίτη, ανάλογη των επιχρισμάτων. Η κατεργασία αυτή εφαρμόστηκε στις γέφυρες των αυτοκινητοδρόμων των ετών 1934 - 1940 και η όψη των τελευταίων μέχρι σήμερα είναι ικανοποιητική. Δυστυχώς, η κατεργασία αυτή είναι ακριβή. Η δε αμμοβολή δεν ενδείκνυται.

2.2.4 ΧΑΛΥΒΕΣ

Ως κοινοί οπλισμοί θα χρησιμοποιούνται χάλυβες οπλισμού με νευρώσεις BSt 420/500 ή 500/550, επειδή η υψηλή τους ποιότητα συνάφειας και αντοχή χρειάζονται στον περιορισμό των ρωγμών. Παρά τη δυναμική καταπόνηση των γεφυρών, σπάνια είναι καθοριστική η αντοχή σε κόπωση. Τα συγκολλητά πλέγματα προσφέρονται ως κύριος οπλισμός.

Ως χάλυβες προέντασης για τους τένοντες επιτρέπεται να χρησιμοποιηθούν όλοι οι εγκεκριμένοι χάλυβες προέντασης, εφόσον ληφθούν υπόψη κάθε φορά οι όροι των εγκριτικών αποφάσεων.

2.2.5 ΕΠΙΣΤΡΩΣΕΙΣ & ΣΤΕΓΑΝΩΣΗ

1. Επιστρώσεις

Το λιθόστρωτο αλλοιώνεται με το χρόνο και καλό είναι να αποφεύγεται. Μπορούν να χρησιμοποιηθούν χυτάσφαλτοι πάχους 40 ως 60 mm ή ασφαλτοσκυρόδεμα πάχους 50 ως 70 mm. Το σκυρόδεμα ως επίστρωση θα χρησιμοποιείται πάντοτε οπλισμένο με ελάχιστο πάχος 180mm. Οι πλάκες πρέπει να εξασφαλίζονται για ολίσθηση πάνω στη στεγανωτική στρώση. Επιτρέπεται να μη διαταχθούν εγκάρσιοι αρμοί όταν ο άνω διαμήκης οπλισμός είναι Φ12/100 και η επικάλυψή του από το σκυρόδεμα 40 ως 50 mm.

Ελεύθερες, φέρουσες πλάκες οπλισμένου σκυροδέματος σε άμεση επαφή με τους τροχούς διατηρούνται αναλλοίωτες μόνο σε χώρες χωρίς κινδύνους παγοπάθειας και χωρίς διαβρωτικά περιβάλλοντα. Είναι οικονομικές και τεχνικά κατάλληλες μόνον εφόσον το σκυρόδεμα είναι υψηλής αντοχής, η ελάχιστη κατά μήκος κλίση είναι 2%, η ελάχιστη άνω επικάλυψη του οπλισμού είναι 40mm και το εύρος των ρωγμών περιορίζεται σε 0,1mm (επιτρέπονται μόνο καμπτικές ρωγμές!).

2. Στεγάνωση

Καμία επίστρωση δεν είναι τελείως στεγανή, ούτε η χυτάσφαλτος. Συνεπώς οι πλάκες καταστρώματος πρέπει να προστατεύονται αξιόπιστα από τα νερά με διαβρωτικές ουσίες. Όταν χρησιμοποιούνται διαβρωτικές ουσίες για την προστασία από τον παγετό (π.χ. ραντισμός με αλάτι) ή το περιβάλλον είναι διαβρωτικό, θα τοποθετείται μια στεγανωτική στρώση μεταξύ της πλάκας καταστρώματος και της επίστρωσης.

Κατάλληλες στεγανώσεις είναι τα περασμένα με μάλθη (ασφάλτιο) φύλλα χαλκού ή αλουμινίου ή τεχνητών υλών όπως το Rheranol. Στρώσεις ασφαλικής μαστίχης πάχους 10mm αποδείχτηκαν στην πράξη ικανοποιητικές. Παλαιότερα τοποθετούσαν κάτω από τη στεγανωτική στρώση ένα στρώμα ινών υάλου ώστε να παρεμποδίζουν το σχηματισμό φυσαλίδων ατμού λόγω εξάτμισης του πλεονάζοντος νερού στο σκυρόδεμα. Αυτό όμως δρούσε σαν αποστράγγιση στις ευαίσθητες περιοχές και έκανε περισσότερο κακό παρά καλό, διαχέοντας τα βλαβερά υλικά. Ο κίνδυνος σχηματισμού φυσαλίδων ατμού είναι μικρός και καταπολεμάται καλύτερα με μια μονωτική στρώση εποξειδικής ρητίνης.

Κατά κανόνα οι στεγανώσεις εφοδιάζονται με μια προστατευτική στρώση. Ως επιφανειακή προστασία από τα άλατα της δρόσου χρησιμοποιούνται επιχρίσματα από πολλές στρώσεις τεχνητών υλών ανθεκτικών στα αλκάλια, συνήθως εποξειδικές ρητίνες.

2.3 ΕΙΔΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

Τα υλικά που χρησιμοποιούμε σαν βασικό υλικό της γέφυρας μπορεί να είναι ξύλο, σίδηρος, μπετόν ή ακόμα και λίθοι. Ανάλογα, λοιπόν, με το χρησιμοποιούμενο κάθε φορά υλικό έχουμε και τα παρακάτω είδη γεφυρών.

- **Εύλινες Γέφυρες**, οι οποίες χρησιμοποιούνται σε γρήγορες και προσωρινές κατασκευές και έχουν διάρκεια ζωής 25 χρόνια. Έχουν αρκετά χαμηλό

κόστος κατασκευής, έχουν όμως ανάγκη διαρκούς συντήρησης που φτάνει το 5% για ανακαινίσεις και το 2,5% για επισκευές.

- Σιδηρές Γέφυρες, οι οποίες συναρμολογούνται γρήγορα και έχουν διάρκεια ζωής 100 με 150 χρόνια. Έχουν ανάγκη συνεχούς συντήρησης που κυμαίνεται στο 2% με 3%. Κατασκευάζονται για μεγάλα ανοίγματα και ιδίως όταν η ελεύθερη στάθμη του νερού είναι πολύ υψηλή.
- Λίθινες Γέφυρες, οι οποίες παρουσιάζουν αρκετά υψηλό κόστος κατασκευής έχουν όμως απεριόριστη διάρκεια ζωής και σχεδόν καθόλου έξοδα συντήρησης. Έχουν μεγάλο ίδιο βάρος και ανέχονται υψηλές φορτίσεις.
- Γέφυρες από οπλισμένο σκυρόδεμα, οι οποίες έχουν απεριόριστη διάρκεια ζωής, συνδυάζουν την ταχύτητα και την ελαφρότητα με τη μεγαλοπρέπεια και την κομψότητα. Τα έξοδα συντήρησής τους κυμαίνονται γύρω στο 0,2% με 0,4%.
- Ανάλογα με την χρήση ταξινομούνται σε : α) οδικές, β) σιδηροδρομικές, γ) πεζογέφυρες.
- Ανάλογα με τον τρόπο έδρασης : α) κινητές (αναρτώμενες, πτυσσόμενες) β) σταθερές (οι πλέον συνήθεις) αυτές ανάλογα με την στατική λειτουργία: i) κρεμμαστές, καλωδιωτές, ii) δοκιδιωτές, πλακογέφυρες.

2.4 ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΓΕΦΥΡΩΝ

Στη γεφυροποιία διακρίνουμε την «υποδομή» της γέφυρας και την «ανωδομή». Η υποδομή περιλαμβάνει τα βάθρα (ακρόβαθρα και μεσόβαθρα), τους τυχόν τοίχους αντιστήριξης στα ακρόβαθρα, έργα μετάβασης στην οδό (πλάκες πρόσβασης κ.α.) και τέλος τη θεμελίωση. Η ανωδομή περιλαμβάνει το φορέα καταστρώματος, το κατάστρωμα κυκλοφορίας, τα τυχόν εφέδρανα στήριξης του φορέα στα βάθρα και διάφορα άλλα στοιχεία χωρίς δομικό ρόλο

(πεζοδρόμια, κιγκλιδώματά, στηθαία ασφαλείας στα πεζοδρόμια, διαχωριστικά στηθαία κλάδων κυκλοφορίας, οδόστρωμα και τυχόν μόνωση φορέα καταστρώματος, αρμούς διαστολής, αποχετεύσεις ομβρίων, στύλους φωτισμού, διελεύσεις αγωγών κ.α.) κάποια από τα ανωτέρω διάφορα στοιχεία, ιδίως το οδόστρωμα με τη μόνωση, κ.α., καλούνται και «επιδομή» της γέφυρας.

Σαν κύρια μέρη μιας γέφυρας λαμβάνονται:

1. η θεμελίωση, η οποία μεταφέρει τα φορτία της ανωδομής στο έδαφος,
2. τα βάθρα (στύλοι, πάσσαλοι, πυλώνες),
3. οι κύριοι φορείς, οι οποίοι στηρίζουν το επίπεδο του δρόμου και ανάλογα με τη μορφή και το υλικό κατασκευής τους προσδιορίζουν τα χαρακτηριστικά της γέφυρας, και
4. το επίπεδο της οδού, το οποίο συνιστάται από τις λωρίδες κυκλοφορίας των οχημάτων και τα πεζοδρόμια για τις οδοφόρους γέφυρες και τους στρωτήρες (τραβέρσες) και σιδηροτροχιές για τις σιδηροδρομικές γέφυρες.

Σαν δευτερεύοντα μέρη μιας γέφυρας λαμβάνονται:

1. τα έργα προστασίας και άμυνας (κιγκλιδώματα, ασφαλτικός τάπητας, τοίχοι αντιστηρίξεως κ.λ.π.), και
2. τα έργα διακόσμησης.

Οι στηρίξεις των γεφυρών έχουν να ικανοποιήσουν τις εξής απαιτήσεις:

1. να μεταφέρουν στη θεμελίωση τα φορτία μόνιμα, κινητά, ειδικά κ.λ.π.
2. να μεταφέρουν στη θεμελίωση τις δράσεις στις στηρίξεις λόγω καταναγκασμού από προένταση, θερμοκρασιακές επιρροές κ.λ.π. όταν η έδραση του φορέα είναι υπερστατική
3. να μεταφέρουν στη θεμελίωση τις οριζόντιες συνιστώσες των δράσεων στις στηρίξεις λόγω ανέμου, τροχοπεδήσεων, τριβών στα εφέδρανα, καταναγκασμών, σεισμού κ.α.

4. να επιτρέπουν χωρίς ένταση από καταναγκασμούς ή με ελεγχόμενη ένταση μεταβολές μήκους της ανωδομής και των βάθρων λόγω θερμοκρασίας, προέντασης, ερπυσμού και συστολής από ξήρανση του σκυροδέματος κ.λ.π.
5. να επιτρέπουν χωρίς ή με ελεγχόμενη ένταση από καταναγκασμούς παραμορφώσεις των στατικών στοιχείων της ανωδομής και της θεμελίωσης όπως βυθίσεις των κύριων δοκών και αντίστοιχες στροφές των στηρίξεων, συστροφές λόγω στρέψης, υποχωρήσεις και στροφές των σωμάτων θεμελίωσης
6. να είναι ασφαλείς, να διαθέτουν αντοχή διάρκειας και η κατασκευή τους να είναι εύκολη και οικονομική
7. σχεδόν πάντα η στήριξη είναι σημαντικό στοιχείο της αισθητικής της γέφυρας και συνεπώς πρέπει η διαστασιολόγηση και η διαμόρφωσή της να είναι προσεγμένες.

2.4.1 ΑΚΡΟΒΑΘΡΑ

Τα ακρόβαθρα κατασκευάζονται για να αναλαμβάνουν τα φορτία της ανωδομής της γέφυρας και να τα μεταβιβάζουν μέσω των εφεδράνων στο έδαφος. Υπολογίζονται επίσης και σαν τοίχοι αντιστήριξης. Κατασκευάζονται από οπλισμένο σκυρόδεμα.

Όταν η πρόσβαση στη γέφυρα γίνεται με επίχωμα, το ακρόβαθρο αποτελείται από ένα τοίχο αντιστήριξης κάθετο στον άξονα της γέφυρας, που συνεχίζεται δεξιά και αριστερά σε δύο άλλους τοίχους αντιστήριξης για τον εγκιβωτισμό του επιχώματος, είτε παράλληλους στον άξονα της γέφυρας (οπότε καλούνται τοίχοι αντεπιστροφής), είτε λοξούς (που καλούνται απλώς περυγότοιχοι).

Αν ο φορέας καταστρώματος στηρίζεται στο ακρόβαθρο με εφέδρανα (διαφορετικά μπορεί να συνδέεται μονολιτικά με το ακρόβαθρο), τότε το

ακρόβαθρο συνεχίζεται προς τα πάνω μέχρι την επιφάνεια της οδού πρόσβασης πίσω από το φορέα καταστρώματος, σχηματίζοντας ένα μικρό και λεπτότερο τοίχο αντιστήριξης που λέγεται θωράκιο. Στόχος του θωρακίου είναι να προστατέψει τα εφέδρανα από το επίχωμα. Συνήθως υπάρχει θωράκιο δεξιά ή αριστερά από το φορέα καταστρώματος, παράλληλα στον άξονα της γέφυρας, έτσι ώστε να σχηματίζεται στην κάτοψη της γέφυρας ένα Π, μέσα στο οποίο εισχωρεί ο φορέας καταστρώματος.

Αν το ακρόβαθρο δεν συνδέεται μονολιθικά με το φορέα καταστρώματος, τότε μεταξύ θωρακίων και πλάκας καταστρώματος / οδοστρώματος τοποθετείται ο αρμός διαστολής (επειδή οι αρμοί δημιουργούν όχληση στην κυκλοφορία, τοποθετούνται συνήθως μόνο στα άκρα της γέφυρας, στα ακρόβαθρα). Συχνά κάτω από το οδόστρωμα της οδού πρόσβασης τοποθετείται η λεγόμενη «πλάκα πρόσβασης», η οποία είναι πλάκα οπλισμένου σκυροδέματος πάνω από το επίχωμα, που στηρίζεται σε πατούρα του θωρακίου ή του ακροβάθρου που έχει στόχο την εξομάλυνση διαφορικών καθιζήσεων του ακροβάθρου και του επιχώματος, ώστε αυτές να μην εκδηλωθούν με τη μορφή αναβαθμού στον αρμό μεταξύ ακροβάθρων και επιχώματος. Η πλάκα πρόσβασης έχει πλάτος όσο το κατάστρωμα και μήκος (κατά τον άξονα της γέφυρας) λίγων μέτρων.

2.4.2 ΜΕΣΟΒΑΘΡΑ

Τα μεσόβαθρα διαφέρουν από τα ακρόβαθρα στο ότι δεν καταπονούνται σε ωθήσεις γαιών. Έτσι, λοιπόν, μπορούν να κατασκευαστούν και άοπλα ή κοίλα από οπλισμένο σκυρόδεμα. Επιπλέον, δεδομένου ότι δεν παραλαμβάνουν ωθήσεις γαιών μπορεί να είναι μορφής υποστυλώματος ή πλαισίου δύο ή περισσότερων υποστυλωμάτων συνδεδεμένων με ισχυρή δοκό επί της οποίας εδράζεται ο φορέας ανωδομής.

2.4.3 ΕΦΕΔΡΑΝΑ

Τα εφέδρανα μεταφέρουν στα βάθρα (ακρόβαθρα και μεσόβαθρα) τα φορτία της ανωδομής επιτρέποντας και ορισμένες κινήσεις των φορέων της ανωδομής (στροφές και μετατοπίσεις). Το υλικό απ' το οποίο κατασκευάζονται είναι σκυρόδεμα ή χάλυβας ή ελαστικό ή διάφορα συνθετικά υλικά. Έχουμε τα παρακάτω είδη εφεδράνων:

1. Σταθερά εφέδρανα (άρθρωση), τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και οριζόντιες (κατά μήκος και εγκάρσιες) δυνάμεις. Επιτρέπουν μόνο περιστροφή του φορέα γύρω από τον εγκάρσιο άξονα.
2. Κινητά εφέδρανα (κύλιση), τα οποία παραλαμβάνουν κατακόρυφα φορτία και ενδεχομένως και εγκάρσιες δυνάμεις. Επιτρέπουν στροφή του φορέα κατά τον εγκάρσιο άξονα και κίνηση κατά την κατά μήκος ή και την εγκάρσια διεύθυνση. Σαν κινητά εφέδρανα έχουμε τα σημειακά κινητά εφέδρανα και γραμμικά κυλιόμενα εφέδρανα.
3. Χαλύβδινα εφέδρανα, τα οποία κατασκευάζονται από χυτοχάλυβα ή σφυρήλατο βελτιωμένο χάλυβα. Σαν χαλύβδινα εφέδρανα λαμβάνουμε τα γραμμικά κινητά (εφέδρανα ολίσθησης, κυλίνδρων κ.λ.π.) και τα γραμμικά σταθερά εφέδρανα.
4. Ελαστομεταλλικά εφέδρανα, τα οποία αποτελούνται από εναλλασσόμενες στρώσεις ελαστομερούς και χαλύβδινων φύλλων εγκάρσια στην διάταξη των οποίων τοποθετείται ένας πυρήνας από μόλυβδο. Η συμπεριφορά τους υπό συνθήκες αξονικής φόρτισης και εγκάρσιας παραμόρφωσης μπορεί να αναλυθεί σε δύο συνιστώσες. Από την μία η αντίσταση του ελαστομερούς προσφέρει μία σχεδόν ελαστική συμπεριφορά σε εγκάρσιες κινήσεις ενώ ο πυρήνας μολύβδου μπορεί, μετά την διαρροή του, να προσφέρει την απαιτούμενη κατανάλωση ενέργειας μέσω του βρόχου F-δ που δημιουργεί ώστε να εισαχθεί αρκετή πρόσθετη απόσβεση στην κατασκευή.

2.4.4 ΚΑΤΑΣΤΡΩΜΑ

Το κατάστρωμα είναι το τμήμα της κατασκευής που δέχεται απ' ευθείας τα βασικά φορτία της γέφυρας. Έχει δύο τμήματα: το επίστρωμα και τις δοκούς καταστρώματος. Το επίστρωμα είναι οι σιδηροτροχιές, οι στρωτήρες ή το οδόστρωμα και το έρμα. Οι δοκοί καταστρώματος είναι οι μηκίδες και οι διαδοκίδες.

Οι μηκίδες είναι δοκοί παράλληλες προς τις κύριες δοκούς της γέφυρας και υποβαστάζουν αμέσως τους στρωτήρες ή το οδόστρωμα. Μεταφέρουν τα αναλαμβανόμενα φορτία στις διαδοκίδες.

Οι διαδοκίδες αναλαμβάνουν τα φορτία από τις μηκίδες και τα μεταφέρουν στις κύριες δοκούς. Η απόσταση των διαδοκίδων καθορίζεται από συγκριτική μελέτη για την εξεύρεση της οικονομικότερης διάταξης. Γενικά το οδόστρωμα αποτελείται από σχετικά λεπτό ασφαλτοτάπητα και φύλλο μόνωσης, (ανάλογα με το υλικό της μόνωσης μπορεί να χρειάζεται και τσιμεντοκονία προστασίας). Αν η πάνω επιφάνεια του οδοστρώματος δεν έχει κλίση εγκάρσια ή κατά μήκος λόγω της χάραξης, η πάνω επιφάνεια της πλάκας καταστρώματος διαμορφώνεται με εγκάρσιες κλίσεις προς τα πεζοδρόμια για την απορροή των ομβρίων. Έτσι αποφεύγεται η επιβάρυνση της ανωδομής με υλικό ρύσεων κάτω από τον ασφαλτοτάπητα.

2.4.5 ΠΕΖΟΔΡΟΜΙΑ - ΣΤΗΘΑΙΑ ΑΣΦΑΛΕΙΑΣ – ΚΙΓΚΛΙΔΩΜΑΤΑ

Σε αστικές περιοχές τα πεζοδρόμια έχουν πλάτος 2.0m με 2.5m και εκτός αστικών περιοχών 0.5m έως 1m. Αν το κράσπεδο που τα χωρίζει από το οδόστρωμα είναι χαμηλό (λιγότερο από 0.15 - 0.20m), χρειάζεται να τοποθετηθεί και χαμηλό στηθαίο ασφαλείας (συνήθως χαλύβδινο), για την προστασία των πεζών αλλά και την αποφυγή πτώσης των οχημάτων. Στην αντίθετη περίπτωση απαιτείται η τοποθέτηση στηθαίου ασφαλείας χαλύβδινου ή από οπλισμένο σκυρόδεμα ικανού να συγκρατήσει οχήματα που θα

παρεκκλίνουν από τη λωρίδα κυκλοφορίας πεζών. Το στηθαίο ασφαλείας χρειάζεται μεταξύ πεζοδρομίου και καταστρώματος οπότε στο άκρο τοποθετείται απλό κιγκλίδωμα. Ο φορέας του πεζοδρομίου συνήθως είναι ανεξάρτητος από τον κύριο φορέα της γέφυρας όποτε και απαιτούνται κατασκευαστικές διατάξεις που να εξασφαλίζουν την ευστάθεια του πεζοδρομίου ιδιαίτερα έναντι πλευρικής πρόσκρουσης οχημάτων.

2.4.6 ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ

Ο τύπος της επιφάνειας του οδοστρώματος καθορίζεται από τον όγκο και τη σύνθεση της κυκλοφορίας, το αρχικό κόστος, τη δυνατότητα για την εξεύρεση των υλικών, το κόστος συντήρησης και από την εμπειρία των κατασκευαστών.

Τα οδοστρώματα χωρίζονται γενικά σε τρεις κατηγορίες:

α) ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ ΥΨΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ

Κατασκευάζονται για μεγάλο όγκο κυκλοφορίας. Η ποιότητα της επιφάνειας και η διατομή της οδού πρέπει να είναι σταθερή. Επίσης, πρέπει η επιφάνεια του οδοστρώματος να μην είναι ολισθηρή για οποιοδήποτε καιρό.

β) ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ ΜΕΣΟΥ ΤΥΠΟΥ

Έχουν περίπου τα ίδια χαρακτηριστικά με τα οδοστρώματα υψηλού τύπου, έχουν, όμως, λιγότερο κόστος κατασκευής και φυσικά μικρότερη αντοχή.

γ) ΟΔΟΣΤΡΩΜΑΤΑ ΧΑΜΗΛΟΥ ΤΥΠΟΥ

Είναι τα οδοστρώματα που κατασκευάζονται με σταθεροποίηση του εδάφους ή με σκύρα σε γέφυρα.

Το πλάτος του οδοστρώματος πρέπει να ικανοποιεί τον όγκο της κυκλοφορίας όχι μόνο της σημερινής, αλλά και της μελλοντικής και είναι συνάρτηση:

1) Του αριθμού των τροχοφόρων που διέρχονται συγχρόνως και προς τις δύο διευθύνσεις στη διατομή της οδού.

- 2) Του πλάτους των αμαξωμάτων (καρότσα) των τροχοφόρων.
- 3) Της απόστασης ασφάλειας μεταξύ δύο τροχοφόρων, που διέρχονται την ίδια στιγμή από το ίδιο σημείο.
- 4) Των αποστάσεων μεταξύ των τροχοφόρων και της εσωτερικής οριογραμμής των ερεισμάτων.

2.4.7 ΕΡΕΙΣΜΑΤΑ

Είναι οι προεκτάσεις του οδοστρώματος δεξιά και αριστερά που μαζί με το οδόστρωμα ορίζουν το κατάστρωμα.

Προορισμός τους είναι:

- Να αντιστηρίζουν το οδόστρωμα.
- Να κυκλοφορούν σε αυτά πεζοί ή να καταλαμβάνονται από τροχοφόρα σε διασταυρώσεις.
- Να δέχονται και να αποχετεύουν τα ύδατα του οδοστρώματος.
- Να μπορούν να χρησιμοποιηθούν για μελλοντική διαπλάτυνση της οδού.
- Σε περίπτωση συντήρησης της οδού να μπορούν να τοποθετηθούν τα υλικά.
- Να αποτελούν μια συμπληρωματική επιφάνεια όπου τα τροχοφόρα να μπορούν να σταματούν σε περίπτωση βλάβης χωρίς να εμποδίζουν την κυκλοφορία.

Για την αντιστήριξη του οδοστρώματος το πλάτος του ερείσματος μπορεί να κατασκευασθεί μέχρι 0.50m. Σε περίπτωση που στα ερείσματα κυκλοφορούν πεζοί, τότε το πλάτος κυμαίνεται μεταξύ 0.70 - 1.50m ανάλογα με την κυκλοφορία. Η διάσταση όμως των 0.75-1.50 δεν επαρκεί για την εναπόθεση των υλικών συντήρησης, γι' αυτό είναι προτιμότερο το πλάτος των

ερείσμάτων να είναι τουλάχιστον 2.00m, ώστε τα υλικά να μπορούν να τοποθετηθούν σε πρίσματα με κάτω βάση πλάτους 1.50m.

Για λόγους οικονομίας σε ορεινές οδούς, το πλάτος του ερείσματος περιορίζεται σημαντικά τόσο, όσο να μπορεί να αντιστηρίξει το οδόστρωμα. Σε αυτή την περίπτωση κατασκευάζονται σταθμοί υλικών, δηλαδή γίνονται διαπλατύνσεις σε κανονικά διαστήματα για τις εναποθέσεις των υλικών.

Για την αποχέτευση των υδάτων της βροχής από το έρεισμα, δίνουμε κλίση 3-5% στην περίπτωση που είναι κατασκευασμένο από άσφαλτο.

Αν έχουμε κατασκευή ερείσματος σκυρόστρωση 4-6% και αν η επιφάνεια του ερείσματος είναι από χόρτο περίπου 8.50%.

2.4.8 ΠΡΑΝΗ

Η κλίση των πρανών επηρεάζει σημαντικά τις χωματουργικές εργασίες. Οι επιφάνειες τους πρέπει να είναι επίπεδες και ομαλές χωρίς κοιλώματα και εξογκώματα, που εμποδίζουν τη ροή των υδάτων.

Εξαιρεση αποτελούν τα πρανή βραχώδους εδάφους που μπορούν να είναι ακανόνιστα, διότι τα ύδατα της βροχής πολύ δύσκολα τα φθείρουν.

Ως κλίση πρανούς ονομάζουμε το λόγω της υψομετρικής διαφοράς των άκρων του προς την οριζόντια απόσταση τους. Η κλίση των πρανών εξαρτάται από τη φύση του εδάφους και από το ύψος τους. Πάνω από ένα ορισμένο ύψος χρειάζεται εδαφοτεχνική μελέτη για την κατασκευή τους.

Για λόγους αισθητικής και ασφάλειας στο "φρύδι" των πρανών των εκχωμάτων γίνεται στρογγύλευση.

2.4.9 ΣΤΗΘΑΙΑ ΚΑΙ ΣΤΥΛΟΙ ΚΑΤΕΥΘΥΝΣΗΣ

Τα στηθαία και οι στύλοι χρησιμοποιούνται για την προστασία των οχημάτων, όταν αυτά κινούνται στην οδό.

Τα στηθαία ή οι στύλοι κατεύθυνσης είναι απαραίτητοι σε περιοχές με ομίχλη. Στα στηθαία ή στους στύλους κατεύθυνσης τοποθετούνται επιφάνειες που ανακλούν το φως για να φαίνονται τη νύκτα.

Η εκλογή μεταξύ των στηθαίων και στύλων κατεύθυνσης είναι συνάρτηση του μεγέθους του κινδύνου. Τα στηθαία αντιστέκονται στη σύγκρουση και απωθούν το τροχοφόρο κατά μήκος τους μέχρι να σταματήσει. Οι στύλοι κατεύθυνσης δεν έχουν για σκοπό την αντίσταση στη σύγκρουση, αλλά να κατευθύνουν τον οδηγό τη νύκτα ώστε να μη συγχέει την κατεύθυνση.

Σε περίπτωση χρησιμοποίησης στηθαίων οι διατομές της οδού θα πρέπει να διαπλατώνονται κατά 0.75 m.

Εκτός των στύλων κατεύθυνσης για τη σήμανση της οδού, χρησιμοποιούνται μικρά γυάλινα πρίσματα που τοποθετούνται σε μεταλλικές θήκες και πακτώνονται στον άξονα της οδού εξέχοντας από το κατάστρωμα 1 περίπου cm (κοινώς "μάτια γάτας").

2.4.10 ΦΡΕΑΤΙΑ

Κατά μήκος των σωληνωτών αγωγών, που τοποθετούνται κάτω από επιφάνειες κυκλοφορίας, για την αποχέτευση του ύδατος που συλλέγετε και σε αποστάσεις ικανές για έλεγχο του σωληνωτού αγωγού κατασκευάζονται φρεάτια.

Αν οι συνθήκες επιβάλλουν το φρεάτιο να έχει μεγάλο βάθος, τότε τοποθετείται σκάλα στα τοιχώματα του, ώστε να είναι δυνατή η επίσκεψη των τεχνικών συντήρησης των φρεατίων και αγωγών.

2.4.11 ΣΤΡΑΓΓΙΣΤΗΡΙΑ

Για την αντιμετώπιση των υπογείων υδάτων, που φέρουν πάντα καταστροφικά αποτελέσματα στο σώμα της οδού, κατασκευάζουμε στραγγιστήρια.

Τα στραγγιστήρια κατεβάζουν την υγρασία του εδάφους, πράγμα, που έχει σαν αποτέλεσμα την αύξηση της αντοχής του εδάφους έδρασης της οδού υπόβασης, βάσης και των πρανών.

2.4.12 ΤΑΦΡΟΙ

Η τάφρος με τραπεζοειδή ή τριγωνική μορφή χρησιμοποιείται σε αδιαπέρατα εδάφη και όπου υπάρχει μεγάλη ποσότητα ύδατος με πολλές αιωρούμενες ύλες και εφ' όσον δεν συνιστάται για οικονομικούς λόγους η υπόγεια κατά μήκος αποχέτευση με σωλήνες. Πολλές φορές οι τάφροι χρησιμοποιούνται για την προστασία των επιχωμάτων από διείσδυση του ύδατος στη βάση τους.

Η τάφρος με τριγωνική διατομή κατασκευάζεται εύκολα και επιτρέπει τον καθαρισμό της από διαμορφωτή (GRADER). Η τάφρος με τραπεζοειδή μορφή αποτελεί κίνδυνο στην κίνηση οχημάτων με μεγάλες ταχύτητες. Για την αποφυγή των ατυχημάτων επιβάλλεται οι τάφροι να έχουν πρανές με ελαφρύ κλίση προς την πλευρά του οδοστρώματος.

Συνιστάται η χρησιμοποίηση της μεν τριγωνικής τάφρου σε οδούς με μικρό πλάτος και με μικρές ακτίνες καμπυλών, της δε τραπεζοειδούς μορφής, σε οδούς με μεγάλο πλάτος.

Ο πυθμένας της τριγωνικής τάφρου πρέπει να βρίσκεται κατά 0.50m κάτω από την κατώτερη στάθμη της υπόβασης του οδοστρώματος.

Οι κλίσεις του πρανούς προς την πλευρά του οδοστρώματος πρέπει να κυμαίνονται από 1:1 μέχρι 1:6, ανάλογα με τη μορφολογία και τη συνεκτικότητα του εδάφους και του τύπου της οδού.

Ο πυθμένας της τάφρου με τραπεζοειδή μορφή πρέπει να βρίσκεται κατά 0.50m κάτω από την κατώτερη στάθμη της υπόβασης του οδοστρώματος. Η τραπεζοειδής τάφρος έχει ελάχιστο πλάτος στον πυθμένα σε γαιώδη εδάφη 0.50 m

Τα πρανή πρέπει να κατασκευάζονται κατά κανόνα με κλίση 1:15. Η οριακή κατά μήκος κλίση των τάφρων καθορίζεται από τη συνοχή του εδάφους. Η ελάχιστη κατά μήκος κλίση της τάφρου απαγορεύεται να είναι μικρότερη του 0.3 % και σε μεγάλες κλίσεις είναι απαραίτητη η κατασκευή επένδυσης ή έργων πτώσης.

Για την αποφυγή των διαβρώσεων πρέπει να εξετάζεται οικονομικά και η κατασκευή οχετών σε μικρές αποστάσεις, ώστε η απορροή των υδάτων με τις τάφρους να είναι σύντομη.

Η τάφρος χρησιμοποιείται αποκλειστικά και μόνο για την απαγωγή των υδάτων, για αυτό ο πυθμένας της πρέπει να παραμένει χωρίς χλόη και να διατηρείται χωρίς βλάστηση.

Στην περίπτωση κατασκευής τάφρου στα ανάντι του φρυδιού του πρανούς ορύγματος, πρέπει να δημιουργείται προς τα κατόντι της προστατευτικό ανάχωμα.

2.4.13 ΑΡΜΟΙ

Ενιαία θερμοκρασιακή μεταβολή προκαλεί συστολή ή διαστολή των δύσκαμπτων οδοστρωμάτων. Όταν η πλάκα σκυροδέματος ψύχεται, συστέλλεται και παράγονται εφελκυστικές τάσεις, που προκαλούν στο μέσο της πλάκας ρωγμές.

Τάσεις από τις αλλαγές του όγκου στο σκυρόδεμα, προκαλούνται μόνο όταν οι αλλαγές του όγκου εμποδίζονται από την τριβή του υπεδάφους. Για την ανακούφιση της πλάκας, κατασκευάζονται εγκάρσιοι και διαμήκεις αρμοί σε ορισμένες αποστάσεις. Επίσης, μπορεί να χρησιμοποιηθεί ενισχυτικός χάλυβας για να ελαχιστοποιήσει την εμφάνιση ρωγμών.

Οι αρμοί στα οδοστρώματα σκυροδέματος κατατάσσονται στις παρακάτω τρεις κύριες ομάδες:

α) ΑΡΜΟΙ ΣΥΣΤΟΛΗΣ

Οι αρμοί συστολής έχουν την μορφή μιας απλής συστολής στην πάνω επιφάνεια του σκυροδέματος, οι αρμοί συστολής ανακουφίζουν την πλάκα από τις εφελκυστικές τάσεις, που δημιουργούνται από την συστολή του σκυροδέματος. Η μεταφορά των φορτίων γίνεται από την συνοχή των αδρανών μεταξύ τους ή με ενισχυτικές ράβδους.

β) ΑΡΜΟΙ ΔΙΑΣΤΟΛΗΣ

Οι αρμοί διαστολής κατασκευάζονται με μορφή πλήρους εγκοπής της πλάκας, ώστε να επιτρέπονται να λάβουν χώρα οι παραμορφώσεις που προέρχονται από την διαστολή του σκυροδέματος

γ) ΚΑΤΑΣΚΕΥΑΣΤΙΚΟΙ ΑΡΜΟΙ (ΕΡΓΑΣΙΑΣ).

Οι κατασκευαστικοί αρμοί προβλέπονται, όταν απαιτείται η διακοπή της εργασίας διάστρωσης για ένα χρονικό διάστημα.

Οι αρμοί αυτοί συνίστανται στην τοποθέτηση ράβδων σύνδεσης ή και κατάλληλων εγκοπών (μόρφωση παρειάς), για την εξασφάλιση της συνέχειας του οδοστρώματος.

2.5 ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

Σήμερα στην Ελλάδα για το σχεδιασμό των οδογεφυρών χρησιμοποιούνται τα φορτία κυκλοφορίας του Γερμανικού κανονισμού DIN 1072 και συγκεκριμένα αυτά της έκδοσης του Νοεμβρίου του 1967, όπως αυτή τροποποιήθηκε με τη Γερμανική Εγκύκλιο 9 του 1982. Μέχρι όμως τα μέσα της δεκαετίας του 2000 εκτιμάται ότι θα εφαρμόζονται, αντί του DIN 1072, οι σχετικοί Ευρωκώδικες και συγκεκριμένα:

- Το παράρτημα A2 του Ευρωκώδικα EN1990 που αφορά τις γέφυρες (EN1990 - Eurocode: Basis of Structural Design, Annex A2: Application of Bridges) και

- Το τμήμα του Ευρωκώδικα 1 (για τις δράσεις) που αφορά τα φορτία κυκλοφορίας γεφυρών (EN 1991-2 Eurocode 1 - Actions of Structures - Part 2: General Actions - Traffic Loads on Bridges).

Επισημαίνεται ότι οι Ευρωκώδικες αποτελούν ένα πλήρες σύστημα για το σχεδιασμό και τη μελέτη κατασκευών οποιουδήποτε τύπου από όλα τα δομικά υλικά της πράξης.

Τα φορτία που χρησιμοποιούμε για τη μελέτη μιας γέφυρας είναι τα ακόλουθα:

1. ΚΥΡΙΑ ΦΟΡΤΙΑ: Αυτά μπορεί να είναι είτε μόνιμα, είτε κινητά.

Σαν μόνιμα φορτία λαμβάνονται το ίδιο βάρος της γέφυρας (δηλ. του φορέα της ανωδομής, των ακροβάθρων - μεσοβάθρων - στύλων και του βάρους της επιδομής), τα φορτία των γαιών, τα φορτία προεντάσεως, και τις δυνάμεις συστολής κατά την πήξη του σκυροδέματος. Τα δε κινητά φορτία προσδιορίζονται από την κλάση της γέφυρας.

2. ΠΡΟΣΘΕΤΑ ΦΟΡΤΙΑ: Σαν πρόσθετα φορτία λαμβάνονται οι θερμοκρασιακές μεταβολές, η ανεμοπίεση και η τροχοπέδηση των οχημάτων.

3. ΕΚΤΑΚΤΑ ΦΟΡΤΙΑ: Σαν έκτακτα φορτία λαμβάνονται τα φορτία κατά τη διάρκεια της κατασκευής και τα κρουστικά φορτία σε στύλους, βάθρα ή και σε στοιχεία της γέφυρας.

4. ΣΕΙΣΜΙΚΑ ΦΟΡΤΙΑ.

2.6 ΑΠΟΣΤΡΑΓΓΙΣΗ ΓΕΦΥΡΩΝ

Η αποστράγγιση στη γέφυρα είναι απαραίτητη για τους παρακάτω λόγους:

1. αποστραγγίζονται τα νερά της βροχής από το κατάστρωμα της γέφυρας και εξασφαλίζεται η ομαλή διεξαγωγή της κυκλοφορίας

2. απομακρύνεται ο κίνδυνος της διάβρωσης και οξείδωσης του φορέα και
3. εξασφαλίζεται η σταθερότητα του μεταβατικού επιχώματος πίσω από τα ακρόβαθρα.

Για γέφυρες μικρού ανοίγματος η αποστραγγιστική εγκατάσταση των βρόχινων νερών κατασκευάζεται κοντά στο ακρόβαθρο. Για γέφυρες μεγάλου ανοίγματος με μικρό στατικό ύψος φορέα η αποστραγγιστική εγκατάσταση κατασκευάζεται στα ρείθρα και από κει τα βρόχυνα νερά αποστραγγίζονται κάτω από το κατάστρωμα της γέφυρας. Για γέφυρες μεγάλου ανοίγματος με μεγάλο στατικό ύψος φορέα κατασκευάζονται αγωγοί αποστράγγισης που συλλέγουν τα βρόχυνα νερά από τα φρεάτια των ρείθρων και τα αποχετεύουν σε συλλεκτήριο αγωγό ο οποίος τα οδηγεί στο βάθρο από όπου διατίθενται σε κεντρικό αγωγό απορροής.

2.7 ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

- ΑΠΛΗ ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ: γίνεται σε συναφή εδάφη χωρίς παρουσία νερού και για μέτρια φορτία
- ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΕΠΙ ΠΑΣΣΑΛΩΝ: γίνεται στην κοίτη των ποταμών και για γέφυρες που φέρουν υψηλά φορτία. Ο αριθμός των πασσάλων, οι διαστάσεις τους και το βάθος έδρασής τους εξαρτάται από τα φορτία που μεταβιβάζονται στη θεμελίωση και την ποιότητα του εδάφους.
- ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΕΠΙ ΦΡΕΑΤΟΠΑΣΣΑΛΩΝ: γίνεται όταν το μήκος των πασσάλων σε σχέση με την κακή ποιότητα του εδάφους ή μετακινήσεων του θα προκαλούσε πλευρικά φαινόμενα αστάθειας. Εισάγεται ένας πάσσαλος διατομής όπως εκείνης του πυλώνα στο έδαφος μέχρι να εδρασθεί σε συναφές και ανθεκτικό έδαφος και πάνω σε αυτόν γίνεται η θεμελίωση.

- ΘΕΜΕΛΙΩΣΗ ΕΠΙ ΓΕΝΙΚΗΣ ΚΟΙΤΟΣΤΡΩΣΗΣ: γίνεται πάνω σε συνεχή πλάκα από οπλισμένο σκυρόδεμα η οποία συνδέει τα βάθρα και τους πυλώνες μεταξύ τους. Γίνεται για χειμαρρογέφυρες όπου παρατηρείται ακανόνιστη και χειμαρρώδης ροή. Μπορεί να κατασκευαστεί σε στεγνά ή όχι εδάφη.
- ΥΠΟΘΑΛΑΣΣΙΕΣ ΘΕΜΕΛΙΩΣΕΙΣ:
 1. επί έγχυτων πασσάλων: γίνεται η εκσκαφή του εδάφους, η αποκομιδή των προϊόντων εκσκαφής. Τοποθετείται κυλινδρικό καλούπι και ο οπλισμός και στη συνέχεια γίνεται η σκυροδέτηση.
 2. με επιπλέοντα κιβώτια χωρίς πυθμένα: κατασκευάζονται από προκατασκευασμένο σκυρόδεμα ή είναι μεταλλικές κατασκευές και αποτελούν είδος κλειστού ξυλοτύπου. Μεταφέρονται με πλωτά μέσα, βυθίζονται στη θέση που θέλουμε και στερεώνονται στο έδαφος με εμπηγμένους πασσάλους. Η κατασκευή της θεμελίωσης γίνεται αφού αφαιρεθεί το νερό από το εσωτερικό του κιβωτίου με αντλίες. Χρησιμοποιούνται για περιορισμένα βάθη ποταμών και θαλασσών.
 3. με επιπλέοντα κιβώτια με επίπεδο πυθμένα: γίνονται από σκυρόδεμα προκατασκευασμένο και αποτελούνται από περισσότερους χώρους. Μεταφέρονται στη θέση θεμελίωσης στερεώνονται και βυθίζονται γεμίζοντας τα με σκυρόδεμα. Συνήθως κάτω από τον επίπεδο πυθμένα τους γίνεται πασσάλωση υποστήριξης. Χρησιμοποιούνται για περιορισμένα βάθη ποταμών και θαλασσών.
 4. με αεροκαμπάνες: είναι κιβώτια που μοιάζουν με τα επιπλέοντα κιβώτια χωρίς πυθμένα με τη διαφορά ότι η οροφή τους καλύπτεται από στέγαστρο και είναι εφοδιασμένες με αντλίες που διοχετεύουν πεπιεσμένο αέρα στις καμπάνες, απομακρύνουν το νερό από το εσωτερικό της καμπάνας και εμποδίζουν την ενδεχόμενη επιστροφή του. Επειδή η εσωτερική πίεση στις καμπάνες είναι 2 με 3atm μεγαλύτερη

από την κανονική είναι πιο εύκολη η άφιξη και η απομάκρυνση των υλικών.

2.8 ΕΚΛΟΓΗ ΔΙΑΤΟΜΗΣ ΓΕΦΥΡΩΝ

Γενικά, η εκλογή διατομής γεφυρών επηρεάζεται από:

1. το μέγεθος του ανοίγματος σε σχέση με το κάθε φορά στατικό σύστημα.
2. το διατιθέμενο κάθε φορά στατικό ύψος ή την επιθυμητή λυγηρότητα $l:h$ ή $li:h$ όταν υπάρχει συνέχεια (li = κατά προσέγγιση απόσταση των σημείων μηδενισμού της ροπής Mg).
3. τη μέθοδο κατασκευής, το υπάρχον προσωπικό και τα διατιθέμενα βοηθητικά μέσα και μηχανήματα κ.λ.π.
4. την οικονομικότητα στα πλαίσια της δοσμένης μεθόδου κατασκευής. Οι λυγηροί φορείς απαιτούν λιγότερο χάλυβα από τους λιγότερο λυγηρούς και επιπλέον πρέπει να λαμβάνεται υπόψη η μεταβολή του μήκους των ραμπών.
5. το λόγο $q : g$, δηλαδή κινητό προς μόνιμο φορτίο. Μεγάλος λόγος $q : g$ απαιτεί περισσότερο σκυρόδεμα στο εφελκόμενο πέλμα των προεντεταμένων δοκών (π.χ. ανάγκη δοκού διπλού ταν κιβωτιοειδούς).

2.9 ΠΩΣ ΓΙΝΕΤΑΙ Η ΜΕΛΕΤΗ ΜΙΑΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Τα απαραίτητα στοιχεία για τη μελέτη μίας γέφυρας είναι τα παρακάτω:

1. Οριζοντιογραφία με στοιχεία των εμποδίων που πρέπει να γεφυρωθούν, πορεία του ποταμού, οδοί και δρόμοι, θέση του σιδηρόδρομου και ισούψεις. Επιπλέον πρέπει να σημειωθεί η επιθυμητή πορεία του νέου κυκλοφοριακού δρόμου.

2. Μηκοτομή κατά τον άξονα της γέφυρας με τις δεσμεύσεις λόγω ανισόπεδων διασταυρώσεων ή του πλάτους των ρευμάτων. Επιπλέον, απαιτείται η ερυθρά του νέου κυκλοφοριακού δρόμου.
3. Πλάτος της γέφυρας - πλάτος των λωρίδων κυκλοφορίας και στάσης, των πεζοδρομίων κ.λ.π.
4. Εδαφικές συνθήκες, εδαφοτεχνικές τομές από γεωτρήσεις και πραγματογνωμοσύνες *Γεωλόγου και Εδαφομηχανικού εφόσον είναι δυνατό*. Παράμετροι των εδαφικών στρώσεων. Οι δυσκολίες θεμελίωσης επηρεάζουν σημαντικά τη μόρφωση του φορέα και την οικονομικότητα των ανοιγμάτων.
5. Τοπικές συνθήκες, δυνατότητα πρόσβασης για τη μεταφορά μηχανημάτων, δομικών υλικών και δομικών στοιχείων. Ποια δομικά υλικά διατίθενται στην περιοχή με οικονομικά και τεχνικά ευνοϊκούς όρους; Διατίθενται καθαρό νερό και ηλεκτρικό ρεύμα; Διατίθεται αναπτυγμένη κατασκευαστική τεχνολογία ή η κατασκευή πρέπει να γίνει με πρωτόγονες μεθόδους και με περισσότερο εξειδικευμένο προσωπικό.
6. Μετεωρολογικές και κλιματολογικές συνθήκες - ανώτατη στάθμη του νερού - στάθμες πλημμύρας και παλίρροιας - περίοδοι ξηρασίας - μέσες και ακρότατες θερμοκρασίες - περίοδοι παγετού.
7. Μορφή του περιβάλλοντος: ανοικτό τοπίο - πεδινή ή ορεινή περιοχή ή ακόμα κοιλάδα. Πόλη με παλιά κτίσματα με μικρή ανθρώπινη κλίμακα ή με σύγχρονες ογκώδης κατασκευές. Η κλίμακα του περιβάλλοντος επηρεάζει σημαντικά τη μελέτη.
8. Απαιτήσεις προσαρμογής στο περιβάλλον. Αισθητικές απαιτήσεις: οι γέφυρες σε αστικές περιοχές που επηρεάζουν την εικόνα της πόλης και όταν οι κάτοικοι τις βλέπουν συχνά από κοντά - ιδιαίτερα οι πεζογέφυρες - χρειάζονται λεπτότερα και ελαφρότερα σχήματα από τις

γέφυρες στο ανοικτό ύπαιθρο. Χρειάζονται οι πεζοί προστασία από τη βροχή και τους θορύβους; Οι περίοικοι χρειάζονται ηχοπροστασία;

Ο μελετητής πρέπει να επισκεφτεί τη θέση και την περιοχή της γέφυρας ή τουλάχιστον να έχει στη διάθεσή του ικανοποιητικές φωτογραφίες τους. Πρέπει, λοιπόν, να συλλέξει και να μελετήσει με προσοχή τα πιο πάνω στοιχεία σε βαθμό απομνημόνευσης. Στη συνέχεια, πρέπει να μορφώσει με τη φαντασία του ένα πρώτο σχήμα της γέφυρας - πράγμα που απαιτεί επαγγελματική εμπειρία - το οποίο αρχικά σχεδιάζει με ελεύθερο χέρι και χοντρές γραμμές πάνω σε μηκοτομή ίσων κλιμάκων. Στη συνέχεια ο μελετητής μελετά κριτικά και με την ησυχία του αυτό το πρώτο σκίτσο. Θα ακολουθήσει δεύτερο και τρίτο σκίτσο, τώρα με διατομές της ανωδομής καθώς και στοιχεία των μεσοβάθρων. Τα σκίτσα αναρτώνται στον τοίχο στο ύψος του ματιού ώστε να μελετηθούν από μεγαλύτερη απόσταση. Όταν το τεχνικό έργο κριθεί ικανοποιητικό κατά την όψη και την τομή που σχεδιάστηκαν σε μικρή κλίμακα (1:200, 1:500 έως 1:1000) μπορεί να αρχίσει η σχεδίαση της διατομής σε μεγαλύτερη κλίμακα 1:100 έως 1:50 ώστε να εκλεγεί η κατάλληλη μορφή (πλάκα, πλακοδοκός ή κιβωτοειδής διατομή). Στη φάση αυτή γίνονται δεκτές κάποιες διαστάσεις όπως πάχη της πλάκας καταστρώματος, των κορμών, του κάτω πέλματος κ.ο.κ., με βάση την εμπειρία από προηγούμενες μελέτες.

Στις μεγαλύτερες γέφυρες είναι σκόπιμο να επεξεργαστεί κανείς με τον ίδιο τρόπο ακόμη μία ή δυο παραλλαγές με άλλα ανοίγματα, άλλους φορείς ώστε μέσα από την σύγκριση να τεκμηριώσει την καλύτερη λύση. Στη συνέχεια σχεδιάζεται καθαρά η λύση ή οι λύσεις που διορθώθηκαν τόσες φορές. Μόνο τώρα έχει νόημα να αρχίσουν οι υπολογισμοί και μάλιστα στην αρχή με τις πιο απλουστευτικές παραδοχές, για να διαπιστωθεί αν αρκούν οι διαστάσεις που έγιναν καταρχήν δεκτές και αν είναι δυνατή η διάταξη του απαιτούμενου οπλισμού, τενόντων κ.α., έτσι ώστε να είναι δυνατό να σκυροδετηθεί άμεσα το σκυρόδεμα.

Με τα σημερινά προγράμματα Η/Υ είναι δυνατό να εκτελεστούν και στο στάδιο αυτό μερικοί συγκριτικοί υπολογισμοί με διαφορετικά κατασκευαστικά ύψη ή άλλες μεταβλητές, ώστε να εντοπιστούν οι οικονομικότερες διαστάσεις, οι οποίες μόνο τότε θα επιτρέπεται να εκλεγούν, όταν δε θίγονται άλλες απαιτήσεις όπως η αισθητική της γέφυρας, τα μήκη των ραμπών, οι κλίσεις.

Αφού ο μελετητής καταλήξει στην οριστική εκλογή τους σχεδιάζεται καθαρά η μελέτη για την έγκριση με όλες τις σχετικές διαστάσεις. Επίσης, είναι σκόπιμο για τις μεγαλύτερες τουλάχιστον γέφυρες να ετοιμαστεί ένα ομοίωμα με τη γύρω περιοχή και να ετοιμαστούν κατάλληλα και ακριβή φωτομοντάζ. Τα ομοιώματα αυτά είναι σημαντικά για να υποστηρίξουν τη συζήτηση με τους κατοίκους, τους υπεύθυνους προστασίας του περιβάλλοντος και του τοπίου, και ιδιαίτερα με τον κύριο του έργου.

Στη συνέχεια, ο μελετητής επεξεργάζεται τη μελέτη στις λεπτομέρειες της ώστε να ετοιμαστούν τα τεύχη συγγραφής υποχρεώσεων της κατασκευής της γέφυρας.

3. ΜΕΛΕΤΗ ΤΟΞΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ ΚΑΙ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ ΑΠΟ ΟΠΛΙΣΜΕΝΟ ΣΚΥΡΟΔΕΜΑ ΜΕ ΤΗ ΧΡΗΣΗ Η/Υ

3.1 ΓΕΝΙΚΑ ΣΤΟΙΧΕΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Η αψιδωτή γέφυρα κατασκευάζεται με σκυρόδεμα υψηλής αντοχής - (C35) για καλύτερα χαρακτηριστικά αντοχής στο χρόνο.

Χρησιμοποιείται επίσης οπλισμός υψηλής αντοχής και συνάφειας τύπου B500C σύμφωνα με το νέο πρότυπο BS 4449: 2005, με τάση διαρροής $F_y=500\text{N/mm}^2$

Η κάλυψη του οπλισμού καθορίζεται να είναι 40mm και γίνεται πρόνοια για ικανοποιητική μόνωση των επιφανειών που θα βρίσκονται σε επαφή με το έδαφος.

Η μελέτη γίνεται για Οριακή Κατάσταση Αντοχής (Ultimate Limit State) με συντελεστές ασφάλειας για μόνιμα και κινητά φορτία = 1.5. Για συνδυασμούς φορτίσεων εφαρμόζονται οι συντελεστές που καθορίζονται στον πίνακα 1 του κεφαλαίου 4 του BD37 του Βρετανικού Εγχειριδίου Μελέτης Δρόμων και Γεφυρών (DMRB Volume 1 Section 3 Part 14).

Για κατακόρυφα φορτία από υλικά επιχωμάτωσης εφαρμόζεται συντελεστής ασφάλειας 1.2 σύμφωνα με την παράγραφο 5.8.1.2 του BD 37 (Appendix A: BS5400:Part 2).

Λόγω του περιορισμένου μήκους της γέφυρας παράλληλα με τον άξονα της κυκλοφορίας, δεν μπορεί να εφαρμοστεί η τυπική διάταξη για φορτίο τύπου HB. Τα κινητά φορτία λαμβάνονται σύμφωνα με την παράγραφο 5.8.2.1 να είναι 12KN/mm^2 για 30 μονάδες φορτίου τύπου HB.

Επιπρόσθετα συνυπολογίζεται συγκεντρωμένο φορτίο από μεμονωμένο τροχό, 100KN σε επιφάνεια επαφής 300X300mm σύμφωνα με την παράγραφο 6.2.7.

Για τον υπολογισμό των οριζόντιων φορτίων από την ενεργή ώθηση της επιχωμάτωσης εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής 1/1.5 στη γωνία εσωτερικής τριβής, έτσι ώστε να γίνεται καλύτερη προσομοίωση της οριακής κατάστασης αστοχίας. Σε κάθε σημείο της κατασκευής η ενεργή ώθηση υπολογίζεται από τη σχέση $F_h = \gamma \cdot h \cdot K_a$ ενώ η κατακόρυφη φόρτιση στο σημείο υπολογίζεται από τη σχέση $F_v = \gamma \cdot h$, όπου γ είναι το ειδικό βάρος του υλικού επιχωμάτωσης και h είναι το ύψος από το σημείο μέχρι τελειωμένο υψόμετρο. Επιπρόσθετα εφαρμόζεται ο συντελεστής ασφάλειας γ_f κατά περίπτωση.

Για τον υπολογισμό των επιπρόσθετων οριζόντιων και κάθετων φορτίων από σεισμό, λαμβάνοντας υπόψη ότι η γέφυρα είναι εγκιβωτισμένη και επιπρόσθετα ενισχύεται από την παρουσία των πτερυγότοιχων, εφαρμόζεται η πρόνοια του κεφαλαίου E9 του Ευρωκώδικα EN 1998-5: 1994, δηλαδή: $\Delta P_a = \alpha \cdot \gamma \cdot H^2$ όπου α είναι ο σεισμικός συντελεστής που λαμβάνεται ίσος με 0.15

3.2 ΣΤΑΤΙΚΟ ΜΟΝΤΕΛΟ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Για τον καταμερισμό των φορτίων και την ανάλυση της κατασκευής, η ασίδα χωρίζεται σε 10 ίσου μήκους μέλη. Τα κάθετα τμήματα επίσης χωρίζονται σε δύο μέλη για καλύτερη προσομοίωση της διατομής.

Για κάθε μέλος του μοντέλου καθορίζεται η αλληλουχία και καταγράφονται οι συντεταγμένες σε κάθε κόμβο. Υπολογίζονται

επίσης τα στοιχεία της διατομής για εισαγωγή στο πρόγραμμα ανάλυσης CEM MicroSTRESS.

Σε κάθε κόμβο και για κάθε φόρτιση υπολογίζεται το συνολικό οριζόντιο και κατακόρυφο φορτίο που δρα στην κατασκευή στο ολικό σύστημα συντεταγμένων (Global coordinate system). Για την εφαρμογή του μεταβλητού φορτίου σε κάθε μέλος του μοντέλου είναι αναγκαία η μετατροπή του σε αντίστοιχες δυνάμεις στο τοπικό σύστημα συντεταγμένων (Local coordinate system). Η μετατροπή γίνεται αυτοματοποιημένα με τους <τύπους> που φαίνονται στους πίνακες για κάθε φόρτιση.

3.3 ΒΑΣΙΚΕΣ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ ΚΑΙ ΣΥΝΔΥΑΣΜΟΙ ΦΟΡΤΙΣΕΩΝ

Εξετάζονται συνολικά 5 βασικές φορτίσεις και τρεις συνδυασμοί φορτίσεων. Δευτερεύουσες φορτίσεις όπως άνεμος και θερμοκρασιακές μεταβολές δεν εξετάζονται, λόγω της φύσης της κατασκευής.

Φόρτιση αρ. 1: Λαμβάνονται όλα τα μόνιμα φορτία από την κατασκευή και τη συμπληρωμένη επιχωμάτωση μέχρι και το κατάστρωμα του δρόμου. Επιπρόσθετα εφαρμόζεται περιορισμένη μετακίνηση των στηρίξεων προς την κατεύθυνση των δράσεων, έτσι ώστε να γίνεται μερική αποφόρτιση της επαφής με το έδαφος και ανακατανομή των δράσεων στην ασίδα (redistribution of moments). Η φόρτιση αυτή δεν έχει εφαρμογή από μόνη της αλλά συνδυάζεται με άλλες φορτίσεις.

Φόρτιση αρ. 2: Λαμβάνονται όλα τα μετακινούμενα φορτία και φορτίο από μεμονωμένο τροχό πάνω από την ασίδα, με διασπορά 2

κάθετα προς 1 οριζόντια στην επιχωμάτωση. Οι 30 μονάδες κινητού φορτίου τύπου HB μετατρέπονται σε ομοιόμορφο φορτίο 12 KN/m^2 σύμφωνα με την παράγραφο 5.8.2.1 του BD37. Η φόρτιση αυτή δεν έχει εφαρμογή από μόνη της αλλά συνδυάζεται με άλλες φορτίσεις.

Φόρτιση αρ. 3: Λαμβάνονται όλα τα μόνιμα φορτία από την κατασκευή και τη συμπλήρωση της επιχωμάτωσης μέχρι και το πάνω μέρος της ασίδας, ταυτόχρονα και στις δύο πλευρές (construction phase). Η φόρτιση αυτή δεν έχει εφαρμογή από μόνη της αλλά συνδυάζεται με άλλες φορτίσεις.

Φόρτιση αρ. 4: Λαμβάνονται όλα τα μετακινούμενα φορτία και φορτίο από μεμονωμένο τροχό πάνω από την ασίδα, με διασπορά 1 κάθετα προς 1 οριζόντια στο σκυρόδεμα της ασίδας. Οι 30 μονάδες κινητού φορτίου τύπου HB μετατρέπονται σε ομοιόμορφο φορτίο 12 KN/m^2 σύμφωνα με την παράγραφο 5.8.2.1 του BD37. Η φόρτιση αυτή δεν έχει εφαρμογή από μόνη της αλλά συνδυάζεται με άλλες φορτίσεις.

Φόρτιση αρ. 5: Λαμβάνονται όλα τα επιπρόσθετα οριζόντια και κάθετα φορτία από τη σεισμική δράση στη μια πλευρά της γέφυρας. Η κάθετη συνιστώσα της σεισμικής δράσης λαμβάνεται ίση με το $1/3$ της οριζόντιας σεισμικής δράσης. Στην αντίθετη πλευρά αγνοείται η θετική συνεισφορά της επιχωμάτωσης. Η φόρτιση αυτή δεν έχει εφαρμογή από μόνη της αλλά συνδυάζεται με άλλες φορτίσεις .

Συνδυασμός φορτίσεων αρ. 6: Λαμβάνονται στο 100% οι φορτίσεις 1 & 2 μαζί.

Συνδυασμός φορτίσεων αρ. 7: Λαμβάνονται στο 100% οι φορτίσεις 3 & 4 μαζί.

Συνδυασμός φορτίσεων αρ. 8: Λαμβάνονται με μειωτικό συντελεστή $1/1.5$ οι φορτίσεις 1 & 2 και στο 100% η φόρτιση 5, μαζί. Ο μειωτικός συντελεστής $1/1.5$ πρακτικά αναιρεί την εφαρμογή του

αυξητικού συντελεστή 1.5 στις φορτίσεις 1 & 2 όταν συνδυάζονται με τη σεισμική δράση. Επιπρόσθετα εφαρμόζεται αντίθετη μετακίνηση και περιστροφή στη στήριξη που βρίσκεται στην αντίθετη πλευρά από την πλευρά εφαρμογής της σεισμικής δράσης.

3.4 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Τα αποτελέσματα της ανάλυσης φαίνονται αναλυτικά στην ενότητα 4.6 ενώ στην ενότητα 4.2 συνοψίζονται οι πιο κρίσιμοι συνδυασμοί καμπτικής ροπής και διατμητικής έντασης στα μέλη και υπολογίζεται ο οπλισμός.

Γίνεται επίσης έλεγχος της διατμητικής αντοχής στα κρίσιμα σημεία και καθορίζονται συνδετήρες όπου απαιτούνται. Γενικά τοποθετείται ελάχιστος οπλισμός διάτμησης στην ασίδα με τη μορφή συνεχούς ανοικτού συνδετήρα (μαϊάνδρος), έτσι ώστε να διασφαλίζεται η σωστή τοποθέτηση της πάνω και κάτω σχάρας οπλισμού.

Ελέγχεται επίσης η αντοχή της ασίδας σε διάτρηση από την εφαρμογή συγκεντρωμένου φορτίου 100KN σε επιφάνεια 300X300mm από μεμονωμένο τροχό, σύμφωνα με το πρότυπο.

Για τον έλεγχο των ρωγμών σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας, εφαρμόζονται οι κανόνες όπλισης και τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού που καθορίζονται στο BS8110 και δεν γίνονται ειδικοί υπολογισμοί, σύμφωνα πάντοτε με τις σχετικές διατάξεις του BS8110.

3.5 ΜΕΛΕΤΗ ΠΕΔΙΛΩΝ

Τα πέδιλα μελετούνται για τους δυσμενέστερους συνδυασμούς φόρτισης και ροπής και υπολογίζεται η μέγιστη και ελάχιστη τάση εδάφους. Υπολογίζονται επίσης οι συντελεστές ασφάλειας σε ολίσθηση. Η συνεισφορά της παθητικής ώθησης από το υλικό εντός του χείμαρρου δεν λαμβάνεται υπόψη. Η μόνη δύναμη αντίστασης ή αντίδρασης είναι η τριβή στο επίπεδο θεμελίωσης που λαμβάνεται ίση με $R_t \cdot \tan \Phi$, όπου R_t είναι η συνολική αξονική δύναμη από τα κάθετα φορτία στο πέδιλο.

Οι μέγιστες τάσεις εδάφους βρίσκονται σε φυσιολογικά επίπεδα για μόνιμα και κινητά φορτία, αλλά αυξάνονται σημαντικά στην περίπτωση του συνδυασμού αρ. 8 (με σεισμό). Η απαίτηση για τοποθέτηση άοπλου σκυροδέματος κάτω από τα πέδιλα, επιλύει το πρόβλημα της μέγιστης τάσης εδάφους που είναι 1128 KN/mm^2 σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας κάτω από το πέδιλο. Στο κάτω μέρος του άοπλου σκυροδέματος, εφόσον η θεμελίωση θα γίνει εντός του διαβασικού υποστρώματος, δεν υπάρχει κανένα πρόβλημα με την πιο πάνω μέγιστη τάση εδάφους.

3.6 ΜΕΛΕΤΗ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ

Όπως αναφέρθηκε και στην προκαταρκτική έκθεση της μελέτης, δεν είναι εφαρμόσιμη η εισήγηση για κατασκευή άοπλων τοίχων με κεκλιμένες πλευρές (βλέπε σχέδιο πρότασης), λόγω της κυμαινόμενης καμπυλότητας στην οριζοντιογραφία. Για πρακτικούς λόγους υιοθετείται η λύση των οπλισμένων τοίχων με κλιμακωτή αλλαγή στο πάχος, με κατακόρυφες πλευρές.

Λόγω της φύσης της κατασκευής, είναι αναμενόμενες ελαστικές παραμορφώσεις στους τοίχους οι οποίες μπορούν να ενεργοποιήσουν ενεργητικές ωθήσεις από την επιχωμάτωση και επομένως έχει εφαρμογή η θεωρία του COULOMB.

Και σε αυτή την περίπτωση εφαρμόζονται συντελεστές ασφάλειας σύμφωνα με το BD37. Για τις ενεργητικές και παθητικές ωθήσεις εφαρμόζεται μειωτικός συντελεστής στη γωνία εσωτερικής τριβής αντί αυξητικού συντελεστή στο βάρος των υλικών.

Για την αντισεισμική μελέτη εφαρμόζονται οι «τύποι» των MONONOBE - OCABE σύμφωνα με τον Ευρωκώδικα και το Νέο Ελληνικό Αντισεισμικό Κανονισμό.

Γίνεται έλεγχος των συντελεστών σε ανατροπή και ολίσθηση, τόσο για μόνιμα και κινητά φορτία όσο και σε συνδυασμό με τη σεισμική δράση.

Επιπρόσθετα ελέγχονται και οι επιπτώσεις από την πρόσκρουση οχήματος στο πάνω μέρος του στηθαίου (high containment). Εφαρμόζεται δύναμη 500KN στο πάνω μέρος του στηθαίου, η οποία κατανέμεται σε μήκος 3μ. στο στηθαίο, σύμφωνα με την παράγραφο 4.7.2 του κεφαλαίου 4 του BD37. Για τη μεταφορά αυτής της δύναμης στη θεμελίωση, θεωρείται ότι συμμετέχει ολόκληρο το μήκος μεμονωμένου τμήματος τοίχου μεταξύ αρμών (περίπου 6μ).

Η τυχηματική φόρτιση από τη δράση πρόσκρουσης στο στηθαίο λαμβάνεται σε συνδυασμό με όλα τα μόνιμα και κινητά φορτία αλλά όχι σε συνδυασμό με τη σεισμική δράση.

Οι τιμές των μέγιστων πιέσεων εδάφους για όλους τους συνδυασμούς φορτίσεων βρίσκονται μέσα σε επιτρεπτά όρια, με μέγιστη πίεση 445KN/m^2 σε συνδυασμό φόρτισης με σεισμική δράση.

Για τον υπολογισμό του κύριου οπλισμού στον τοίχο γίνεται ανάλυση σε τρία σημεία καθ' ύψος, σε θέσεις που αντιστοιχούν με την

κλιμακωτή μείωση του πάχους του τοίχου, δηλαδή στο πάνω μέρος του πεδύλου, στα 2.25μ από το πέδιλο και στα επόμενα 1.50μ.

Επιπρόσθετα υπολογίζεται ο οπλισμός στη βάση του στηθαίου ασφάλειας για οριζόντια φόρτιση από πρόσκρουση οχήματος στο πάνω μέρος του παραπέτου. Όπως αναφέρθηκε πιο πάνω, θεωρείται ότι συμμετέχει στηθαίο μήκους 3μ. σύμφωνα με το BD37.

Γίνεται έλεγχος σε διάτμηση σε κάθε σημείο αλλαγής της διατομής. Όπως προκύπτει από τη μελέτη, δεν απαιτείται οπλισμός διάτμησης στον τοίχο.

Για τον περιορισμό της ελαστικής παραμόρφωσης περιορίζεται ο λόγος ύψους/πάχους σύμφωνα με τον πίνακα 3.10 του BS8110, λαμβάνοντας υπόψη και τη συνεισφορά του κύριου οπλισμού στη διατομή.

Για τον περιορισμό των ρηγματώσεων σε οριακή κατάσταση λειτουργικότητας εφαρμόζονται οι κανόνες όπλισης και τα ελάχιστα ποσοστά οπλισμού και δεν γίνεται ξεχωριστός υπολογισμός των ρηγματώσεων, σύμφωνα πάντοτε με τις πρόνοιες του BS8110.

Όλα τα δεδομένα και τα αποτελέσματα της ανάλυσης των τοίχων περιλαμβάνονται στο κεφάλαιο 5, στις ενότητες 5.1, 5.2 και 5.3 για τρία ύψη τοίχων αντίστοιχα.

3.7 ΔΟΜΗ ΚΕΦΑΛΑΙΩΝ 4 ΚΑΙ 5

Στο κεφάλαιο «4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ Η/Υ» της Πτυχιακής Εργασίας περιλαμβάνονται όλοι οι στατικοί και αντισεισμικοί υπολογισμοί της μελέτης της γέφυρας.

Το κεφάλαιο αυτό υποδιαιρείται στα πιο κάτω ενότητες:

- Ενότητα 4.1: Γενικές παραδοχές, γεωμετρικά στοιχεία του στατικού μοντέλου, φορτίσεις και συνδυασμοί φορτίσεων.

- Ενότητα 4.2: Στατική και αντισεισμική ανάλυση. Δεδομένα, συνοπτικά αποτελέσματα ανάλυσης και σχεδιασμός του οπλισμού.
- Ενότητα 4.3: Διαγράμματα ροπών κάμψης για τους κρίσιμους συνδυασμούς φόρτισης της γέφυρας.
- Ενότητα 4.4: Δεδομένα εισαγωγής στο πρόγραμμα ανάλυσης CEM MicroSTRESS.
- Ενότητα 4.5: Τυποποίηση δεδομένων, υπολογισμός γεωμετρικών στοιχείων (μήκος μελών) και φορτίων σε κάθε μέλος (member loads) για κάθε φόρτιση και συνδυασμό φορτίσεων της γέφυρας.
- Ενότητα 4.6: Αποτελέσματα ανάλυσης, για κάθε φόρτιση και συνδυασμό φόρτισης της γέφυρας.

Το Κεφάλαιο «5. ΜΕΛΕΤΗ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕ Η/Υ» περιλαμβάνει τα δεδομένα και τους υπολογισμούς της μελέτης των πτερυγότοιχων.

Το κεφάλαιο αυτό υποδιαιρείται στις πιο κάτω ενότητες:

- Ενότητα 5.1: Τοίχος ύψους 5.50μ. από το πάνω μέρος του πεδίου.
- Ενότητα 5.2: Τοίχος ύψους 3.25μ. από το πάνω μέρος του πεδίου.
- Ενότητα 5.3: Τοίχος ύψους 1.50μ από το πάνω μέρος της αψίδας και οπλισμός στηθαίου για φορτία πρόσκρουσης.

✓ Η στατική Μελέτη της παρούσας τοξωτής Γέφυρας και Πτερυγότοιχων εκπονήθηκε από τη Τεχνική εταιρεία A.S.C.E. Consultants (Λευκωσία Κύπρου).

4. ΣΤΑΤΙΚΗ ΜΕΛΕΤΗ ΓΕΦΥΡΑΣ ΜΕ Η/Υ

4.1 ΓΕΝΙΚΕΣ ΠΑΡΑΔΟΧΕΣ ΚΑΙ ΦΟΡΤΙΣΕΙΣ

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

1. GENERAL DATA

Materials:	Concrete Grade:	C35	f_{cu}	=	<input type="text" value="35"/>	N/mm ²	
			γ_c	=	<input type="text" value="24"/>	KN/m ³	
	Reinforcement:	High Yield Bars	f_y	=	<input type="text" value="500"/>	N/mm ²	
	Cover to Reinforcement =		c_s	=	<input type="text" value="40"/>	mm	
Backfill:	Well graded material from excavations						
	Soil density:		γ	=	<input type="text" value="20"/>	KN/m ³	
	Angle of internal friction:		ϕ	=	<input type="text" value="35"/>	degrees	
	Cohesion (drained conditions):		C_u	=	<input type="text" value="0"/>		
	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR LOADS:		γ_f	=	<input type="text" value="1.5"/>		
	PARTIAL SAFETY FACTOR for backfill vertical load:		γ_{fe}	=	<input type="text" value="1.2"/>		see BD37 table 1 and clause 5.8.1.2
	(Note: For active earth pressure apply inverse partial safety factor on Φ)						
	Active earth pressure coefficient (with factored Φ)		K_a	=	<input type="text" value="0.43"/>		
	Coefficient of peak ground acceleration:		a	=	<input type="text" value="0.15"/>		as specified

2. GEOMETRIC DATA: (See AutoCAD file)

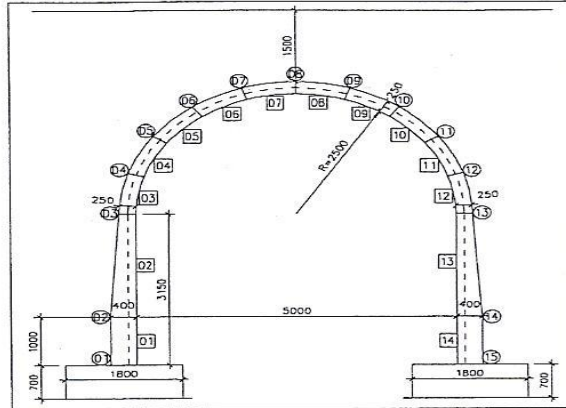
Height of material above Crown=	H_e	=	<input type="text" value="1.50"/>	m
Slab thickness at Crown=	T_c	=	<input type="text" value="0.25"/>	m
Wall thickness at top of footing	T_w	=	<input type="text" value="0.40"/>	m
Elevation at Crown middle (from top of footing)	H_c	=	<input type="text" value="5.775"/>	m
Elevation at FRL (from top of footing)	H	=	<input type="text" value="7.400"/>	m

3. MEMBERS, JOINTS AND LOAD CASES

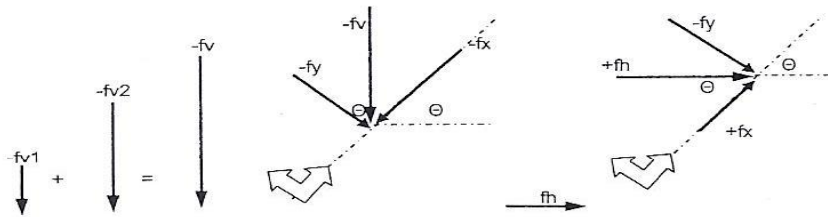
Live load surcharge	q	=	12.00 KN/m ²	See BD37 clause 5.8.2.1
Single wheel point load on contact area 300x300mm	P	=	100.00 KN	See BD37 clause 6.2.5

The arch is subdivided into 10 equal segments

Member No.	Joint No.	X	Y	Member length (m)	Member thickness (m)	Angle Θ at joint (from horizontal to tangent with arch)				Height to FRL	Height to crown
						(degrees)	(rads)	Sin Θ	Cos Θ		
M1	J1	0.000	0.000	1.000	0.400	90.00	1.571	1.000	0.000	7.400	5.775
	J2	0.000	1.000			90.00	1.571	1.000	0.000	6.400	4.775
M2	J3	0.000	3.150	0.821	0.250	90.00	1.571	1.000	0.000	4.250	2.625
	J4	0.128	3.961			72.00	1.257	0.951	0.309	3.439	1.814
M3	J5	0.501	4.693	0.822	0.250	54.00	0.942	0.809	0.588	2.707	1.082
	J6	1.082	5.274			36.00	0.628	0.588	0.809	2.126	0.501
M4	J7	1.814	5.647	0.821	0.250	18.00	0.314	0.309	0.951	1.753	0.128
	J8	2.625	5.775			0.00	0.000	0.000	1.000	1.625	0.000
CROWN	J8	2.625	5.775	0.821	0.250	0.00	0.000	0.000	1.000	1.625	0.000
	J9	3.436	5.647			-18.00	-0.314	-0.309	0.951	1.753	0.128
M8	J10	4.168	5.274	0.822	0.250	-36.00	-0.628	-0.588	0.809	2.126	0.501
	J11	4.749	4.693			-54.00	-0.942	-0.809	0.588	2.707	1.082
M9	J12	5.122	3.961	0.821	0.250	-72.00	-1.257	-0.951	0.309	3.439	1.814
	J13	5.250	3.150			-90.00	-1.571	-1.000	0.000	4.250	2.625
M10	J14	5.250	1.000	2.150	0.400	-90.00	-1.571	-1.000	0.000	6.400	4.775
	J15	5.250	0.000			1.000	0.400	-90.00	-1.571	-1.000	0.000



Schematic diagram of structural model and applied forces



ULS LOAD CASE 1- DEAD LOADS TO FRL

Self weight	Soil on top of arch	Total vertical dead load	Local X component from fv	Local Y component from fv	Total horizontal earth pressure	Local X component from fh	Local Y component from fh	Σfx (local)	Σfy (local)
fv1 (KN/m ²)	fv2 (KN/m ²)	fv= fv1+fv2	fx=fv sin Θ	fy=fv cos Θ	fh (KN/m ²)	fx=fh cos Θ	fy=fh sin Θ		
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	64.02	0.00	-64.02	-14.40	-64.02
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	55.37	0.00	-55.37	-14.40	-55.37
-9.00	-127.50	-136.50	-136.50	-0.00	36.77	0.00	-36.77	-136.50	-36.77
-9.00	-103.17	-112.17	-106.68	-34.66	29.75	9.19	-28.30	-97.49	-62.96
-9.00	-81.21	-90.21	-72.98	-53.02	23.42	13.77	-18.95	-59.22	-71.97
-9.00	-63.78	-72.78	-42.78	-58.88	18.39	14.88	-10.81	-27.90	-69.69
-9.00	-52.59	-61.59	-19.03	-58.58	15.17	14.42	-4.69	-4.61	-63.26
-9.00	-48.75	-57.75	0.00	-57.75	14.06	14.06	0.00	14.06	-57.75
-9.00	-48.75	-57.75	0.00	-57.75	-14.06	-14.06	0.00	-14.06	-57.75
-9.00	-52.59	-61.59	19.03	-58.58	-15.17	-14.42	-4.69	4.61	-63.26
-9.00	-63.78	-72.78	42.78	-58.88	-18.39	-14.88	-10.81	27.90	-69.69
-9.00	-81.21	-90.21	72.98	-53.02	-23.42	-13.77	-18.95	59.22	-71.97
-9.00	-103.17	-112.17	106.68	-34.66	-29.75	-9.19	-28.30	97.49	-62.96
-9.00	-127.50	-136.50	136.50	-0.00	-36.77	-0.00	-36.77	136.50	-36.77
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-55.37	-0.00	-55.37	14.40	-55.37
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-64.02	-0.00	-64.02	14.40	-64.02

ULS LOAD CASE 2- LIVE LOADS TO FRL

Surcharge 12 KN/m ² at FRL	100 KN Point load at FRL above crown on 300X300	Total vertical live load	Local X component from fv	Local Y component from fv	Total horizontal earth pressure	Local X component from fh	Local Y component from fh	Σfx (local)	Σfy (local)
fv3 (KN/m ²)	fv4 (KN/m ²)	fv= fv3+fv4	fx=fv sinΘ	fy=fv cosΘ	fh (KN/m ²)	fx=fh cosΘ	fy=-fh sinΘ		
					38.41	0.00	-38.41	0.00	-38.41
					33.22	0.00	-33.22	0.00	-33.22
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	22.06	0.00	-22.06	-14.40	-22.06
-14.40		-14.40	-13.70	-4.45	17.85	5.52	-16.98	-8.18	-21.43
-14.40		-14.40	-11.65	-8.46	14.05	8.26	-11.37	-3.39	-19.83
-14.40		-14.40	-8.46	-11.65	11.04	8.93	-6.49	0.46	-18.14
-14.40	-40.48	-54.88	-16.96	-52.19	9.10	8.65	-2.81	-8.30	-55.01
-14.40	-40.48	-54.88	0.00	-54.88	8.44	8.44	0.00	8.44	-54.88
-14.40	-40.48	-54.88	0.00	-54.88	-8.44	-8.44	0.00	-8.44	-54.88
-14.40	-40.48	-54.88	16.96	-52.19	-9.10	-8.65	-2.81	8.30	-55.01
-14.40		-14.40	8.46	-11.65	-11.04	-8.93	-6.49	-0.46	-18.14
-14.40		-14.40	11.65	-8.46	-14.05	-8.26	-11.37	3.39	-19.83
-14.40		-14.40	13.70	-4.45	-17.85	-5.52	-16.98	8.18	-21.43
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-22.06	-0.00	-22.06	14.40	-22.06
					-33.22	-0.00	-33.22	-0.00	-33.22
					-38.41	-0.00	-38.41	-0.00	-38.41

ULS LOAD CASE 3- DEAD LOADS - CONSTRUCTION PHASE (TOP OF ARCH)										
Self weight	Soil on top	Total vertical dead load	Local X component from fv	Local Y component from fv	Total horizontal earth pressure	Local X component from fh	Local Y component from fh	Σfx (local)	Σfy (local)	
fv1 (KN/m ²)	fv2 (KN/m ²)	fv= fv1+fv2	fx=fv sin θ	fy=fv cos θ	fh (KN/m ²)	fx=fh cos θ	fy=fh sin θ			
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	49.96	0.00	-49.96	-14.40	-49.96	
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	41.31	0.00	-41.31	-14.40	-41.31	
-9.00	-78.75	-87.75	-87.75	-0.00	22.71	0.00	-22.71	-87.75	-22.71	
-9.00	-54.42	-63.42	-60.32	-19.60	15.69	4.85	-14.93	-55.47	-34.52	
-9.00	-32.46	-41.46	-33.54	-24.37	9.36	5.50	-7.57	-28.04	-31.94	
-9.00	-15.03	-24.03	-14.12	-19.44	4.33	3.51	-2.55	-10.62	-21.99	
-9.00	-3.84	-12.84	-3.97	-12.21	1.11	1.05	-0.34	-2.91	-12.55	
-9.00	0.00	-9.00	0.00	-9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.00	
-9.00	0.00	-9.00	0.00	-9.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-9.00	
-9.00	-3.84	-12.84	3.97	-12.21	-1.11	-1.05	-0.34	2.91	-12.55	
-9.00	-15.03	-24.03	14.12	-19.44	-4.33	-3.51	-2.55	10.62	-21.99	
-9.00	-32.46	-41.46	33.54	-24.37	-9.36	-5.50	-7.57	28.04	-31.94	
-9.00	-54.42	-63.42	60.32	-19.60	-15.69	-4.85	-14.93	55.47	-34.52	
-9.00	-78.75	-87.75	87.75	-0.00	-22.71	-0.00	-22.71	87.75	-22.71	
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-41.31	-0.00	-41.31	14.40	-41.31	
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-49.96	-0.00	-49.96	14.40	-49.96	

ULS LOAD CASE 4- LIVE LOADS - CONSTRUCTION PHASE (TOP OF ARCH)									
Surcharge 12 KN/m ² at top of arch	100 KN Point load above crown on 300X300	Total vertical live load	Local X component from fv	Local Y component from fv	Total horizontal earth pressure	Local X component from fh	Local Y component from fh	Σfx (local)	Σfy (local)
fv3 (KN/m ²)	fv4 (KN/m ²)	fv= fv3+fv4	fx=fv sinθ	fy=fv cosθ	fh (KN/m ²)	fx=fh cosθ	fy=-fh sinθ		
					29.98	0.00	-29.98	0.00	-29.98
					24.79	0.00	-24.79	0.00	-24.79
-14.40		-14.40	-14.40	-0.00	13.63	0.00	-13.63	-14.40	-13.63
-14.40		-14.40	-13.70	-4.45	9.42	2.91	-8.96	-10.79	-13.41
-14.40		-14.40	-11.65	-8.46	5.62	3.30	-4.54	-8.35	-13.01
-14.40		-14.40	-8.46	-11.65	2.60	2.10	-1.53	-6.36	-13.18
-14.40		-14.40	-4.45	-13.70	0.66	0.63	-0.21	-3.62	-13.90
-14.40	-306.12	-320.52	0.00	-320.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-320.52
-14.40	-306.12	-320.52	0.00	-320.52	0.00	0.00	0.00	0.00	-320.52
-14.40		-14.40	4.45	-13.70	-0.66	-0.63	-0.21	3.62	-13.90
-14.40		-14.40	8.46	-11.65	-2.60	-2.10	-1.53	6.36	-13.18
-14.40		-14.40	11.65	-8.46	-5.62	-3.30	-4.54	8.35	-13.01
-14.40		-14.40	13.70	-4.45	-9.42	-2.91	-8.96	10.79	-13.41
-14.40		-14.40	14.40	-0.00	-13.63	-0.00	-13.63	14.40	-13.63
					-24.79	-0.00	-24.79	-0.00	-24.79
					-29.98	-0.00	-29.98	-0.00	-29.98

ULS LOAD CASE 5- SEISMIC HORIZONTAL & VERTICAL INCREMENT APPLIED TO ONE SIDE OF THE ARCH									
		Vertical component of seismic action	Local X component from fv	Local Y component from fv	Horizontal component of seismic action	Local X component from fh	Local Y component from fh	Σfx (local)	Σfy (local)
		$fva = fva/\theta$	$fx = fva \sin \theta$	$fy = fva \cos \theta$	fh (KN/m ²)	$fx = fh \cos \theta$	$fy = fh \sin \theta$		
		-9.60	-9.60	-0.00	26.80	0.00	-26.80	-9.60	-26.80
		-9.60	-9.60	-0.00	26.80	0.00	-26.80	-9.60	-26.80
		-9.33	-9.33	-0.00	27.99	0.00	-27.99	-9.33	-27.99
		-9.33	-8.87	-2.88	27.99	8.65	-26.62	-0.22	-29.50
		-9.33	-7.55	-5.48	27.99	16.45	-22.64	8.90	-28.13
		-9.33	-5.48	-7.55	27.99	22.64	-16.45	17.16	-24.00
		-9.33	-2.88	-8.87	27.99	26.62	-8.65	23.74	-17.52
		-9.33	0.00	-9.33	27.99	27.99	0.00	27.99	-9.33
		-0.45	0.00	-0.45	1.35	1.35	0.00	1.35	-0.45
		-0.45	0.14	-0.43	1.35	1.28	0.42	1.42	-0.01
		-0.45	0.26	-0.36	1.35	1.09	0.79	1.36	0.43
		-0.45	0.36	-0.26	1.35	0.79	1.09	1.16	0.83
		-0.45	0.43	-0.14	1.35	0.42	1.28	0.85	1.14
		-0.45	0.45	-0.00	1.35	0.00	1.35	0.45	1.35
		-0.72	0.72	-0.00	2.16	0.00	2.16	0.72	2.16
		-0.72	0.72	-0.00	2.16	0.00	2.16	0.72	2.16

4.2 ΣΤΑΤΙΚΗ ΚΑΙ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΗ ΑΝΑΛΥΣΗ ΚΑΙ ΣΧΕΔΙΑΣΜΟΣ ΟΠΛΙΣΜΟΥ

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

4. STRUCTURAL ANALYSIS

The Microstress program is used to analyse the section with the following configuration

4.1

Data (mm):

STRUCTURE MANDRIA ARCH4
 NUMBER OF JOINTS 15
 NUMBER OF SUPPORTS 2
 NUMBER OF MEMBERS 14
 NUMBER OF LOADINGS 8
 TYPE PLANE FRAME
 TABULATE ALL
 PRINT DATA

JOINT COORDINATES

1	0.000	0.000	S
2	0.000	1.000	
3	0.000	3.150	
4	0.128	3.961	
5	0.501	4.683	
6	1.082	5.274	
7	1.814	5.647	
8	2.625	5.775	
9	3.436	5.647	
10	4.168	5.274	
11	4.749	4.683	
12	5.122	3.961	
13	5.250	3.150	
14	5.250	1.000	
15	5.250	0.000	S

JOINT RELEASES

* NO RELEASES, WITH ALLOWANCE OF 10MM INWARD DISPLACEMENT AT BOTH SUPPORTS

* ADDITIONALLY, INWARD ROTATION OF 5mm PER m AT BOTH SUPPORTS

see BD37 clause 4.3.1.2

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7
7	7	8
8	8	9
9	9	10
10	10	11
11	11	12
12	12	13
13	13	14
14	14	15

MEMBER RELEASES

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1	AX	0.38	AY	0.00	IZ	0.003888
2	AX	0.29	AY	0.00	IZ	0.001929
3	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
4	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
5	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
6	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
7	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
8	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
9	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
10	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
11	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
12	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
13	AX	0.29	AY	0.00	IZ	0.001929
14	AX	0.38	AY	0.00	IZ	0.003888

CONSTANTS E

30000000 ALL

LOADING 1 DEAD LOADS TO FRL

JOINT DISPLACEMENTS

1	DISPLACEMENT	X 0.01	ROTATION Z	-0.005
15	DISPLACEMENT	X -0.01	ROTATION Z	0.005

MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-14.40		
1	FORCE	Y	LINEAR			-84.02	-55.37
2	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-136.50		
2	FORCE	Y	LINEAR			-55.37	-36.77
3	FORCE	X	LINEAR	-136.50	-97.49		
3	FORCE	Y	LINEAR			-36.77	-62.96
4	FORCE	X	LINEAR	-97.49	-59.22		
4	FORCE	Y	LINEAR			-62.96	-71.97
5	FORCE	X	LINEAR	-59.22	-27.90		
5	FORCE	Y	LINEAR			-71.97	-69.69
6	FORCE	X	LINEAR	-27.90	-4.61		
6	FORCE	Y	LINEAR			-69.69	-63.26
7	FORCE	X	LINEAR	-4.61	14.08		
7	FORCE	Y	LINEAR			-63.26	-57.75
8	FORCE	X	LINEAR	-14.08	4.61		
8	FORCE	Y	LINEAR			-57.75	-63.26
9	FORCE	X	LINEAR	4.61	27.90		
9	FORCE	Y	LINEAR			-63.26	-69.69
10	FORCE	X	LINEAR	27.90	59.22		
10	FORCE	Y	LINEAR			-69.69	-71.97
11	FORCE	X	LINEAR	59.22	97.49		
11	FORCE	Y	LINEAR			-71.97	-62.96
12	FORCE	X	LINEAR	97.49	136.50		
12	FORCE	Y	LINEAR			-62.96	-36.77
13	FORCE	X	LINEAR	136.50	14.40		
13	FORCE	Y	LINEAR			-36.77	-55.37
14	FORCE	X	LINEAR	14.40	14.40		
14	FORCE	Y	LINEAR			-55.37	-64.02

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

LOADING 2 LIVE LOADS TO FRL
MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	0.00	0.00		
1	FORCE	Y	LINEAR			-38.41	-33.22
2	FORCE	X	LINEAR	0.00	-14.40		
2	FORCE	Y	LINEAR			-33.22	-22.06
3	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-8.18		
3	FORCE	Y	LINEAR			-22.06	-21.43
4	FORCE	X	LINEAR	-8.18	-3.39		
4	FORCE	Y	LINEAR			-21.43	-19.63
5	FORCE	X	LINEAR	-3.39	0.46		
5	FORCE	Y	LINEAR			-19.63	-18.14
6	FORCE	X	LINEAR	0.46	-8.30		
6	FORCE	Y	LINEAR			-18.14	-55.01
7	FORCE	X	LINEAR	-8.30	8.44		
7	FORCE	Y	LINEAR			-55.01	-54.88
8	FORCE	X	LINEAR	-8.44	8.30		
8	FORCE	Y	LINEAR			-54.88	-55.01
9	FORCE	X	LINEAR	8.30	-0.46		
9	FORCE	Y	LINEAR			-55.01	-18.14
10	FORCE	X	LINEAR	-0.46	3.39		
10	FORCE	Y	LINEAR			-18.14	-19.63
11	FORCE	X	LINEAR	3.39	8.18		
11	FORCE	Y	LINEAR			-19.63	-21.43
12	FORCE	X	LINEAR	8.18	14.40		
12	FORCE	Y	LINEAR			-21.43	-22.06
13	FORCE	X	LINEAR	14.40	-0.00		
13	FORCE	Y	LINEAR			-22.06	-33.22
14	FORCE	X	LINEAR	-0.00	-0.00		
14	FORCE	Y	LINEAR			-33.22	-38.41

LOADING 3 DEAD LOADS - CONSTRUCTION PHASE
MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-14.40		
1	FORCE	Y	LINEAR			-48.96	-41.31
2	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-87.75		
2	FORCE	Y	LINEAR			-41.31	-22.71
3	FORCE	X	LINEAR	-87.75	-55.47		
3	FORCE	Y	LINEAR			-22.71	-34.52
4	FORCE	X	LINEAR	-55.47	-28.04		
4	FORCE	Y	LINEAR			-34.52	-31.04
5	FORCE	X	LINEAR	-28.04	-10.62		
5	FORCE	Y	LINEAR			-31.04	-21.99
6	FORCE	X	LINEAR	-10.62	-2.91		
6	FORCE	Y	LINEAR			-21.99	-12.55
7	FORCE	X	LINEAR	-2.91	0.00		
7	FORCE	Y	LINEAR			-12.55	-9.00
8	FORCE	X	LINEAR	0.00	2.91		
8	FORCE	Y	LINEAR			-9.00	-12.55
9	FORCE	X	LINEAR	2.91	10.62		
9	FORCE	Y	LINEAR			-12.55	-21.99
10	FORCE	X	LINEAR	10.62	28.04		
10	FORCE	Y	LINEAR			-21.99	-31.04
11	FORCE	X	LINEAR	28.04	55.47		
11	FORCE	Y	LINEAR			-31.04	-34.52
12	FORCE	X	LINEAR	55.47	87.75		
12	FORCE	Y	LINEAR			-34.52	-22.71
13	FORCE	X	LINEAR	87.75	14.40		
13	FORCE	Y	LINEAR			-22.71	-41.31
14	FORCE	X	LINEAR	14.40	14.40		
14	FORCE	Y	LINEAR			-41.31	-48.96

LOADING 4 LIVE LOADS - CONSTRUCTION PHASE
MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	0.00	0.00		
1	FORCE	Y	LINEAR			-29.96	-24.79
2	FORCE	X	LINEAR	0.00	-14.40		
2	FORCE	Y	LINEAR			-24.79	-13.63
3	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-10.79		
3	FORCE	Y	LINEAR			-13.63	-13.41
4	FORCE	X	LINEAR	-10.79	-8.35		
4	FORCE	Y	LINEAR			-13.41	-13.01
5	FORCE	X	LINEAR	-8.35	-6.36		
5	FORCE	Y	LINEAR			-13.01	-13.18
6	FORCE	X	LINEAR	-6.36	-3.82		
6	FORCE	Y	LINEAR			-13.18	-13.90
7	FORCE	X	LINEAR	-3.82	0.00		
7	FORCE	Y	LINEAR			-13.90	-320.52
8	FORCE	X	LINEAR	0.00	3.82		
8	FORCE	Y	LINEAR			-320.52	-13.90
9	FORCE	X	LINEAR	3.82	6.36		
9	FORCE	Y	LINEAR			-13.90	-13.18
10	FORCE	X	LINEAR	6.36	8.35		
10	FORCE	Y	LINEAR			-13.18	-13.01
11	FORCE	X	LINEAR	8.35	10.79		
11	FORCE	Y	LINEAR			-13.01	-13.41
12	FORCE	X	LINEAR	10.79	14.40		
12	FORCE	Y	LINEAR			-13.41	-13.63
13	FORCE	X	LINEAR	14.40	-0.00		
13	FORCE	Y	LINEAR			-13.63	-24.79
14	FORCE	X	LINEAR	-0.00	-0.00		
14	FORCE	Y	LINEAR			-24.79	-29.96

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

LOADING 5 SEISMIC HORIZONTAL & VERTICAL

* APPLY OPPOSITE DISPLACEMENT AND ROTATION AT SUPPORT 15 TO COMPENSATE FOR THOSE APPLIED WITH LOAD CASE 1

JOINT DISPLACEMENTS

15 DISPLACEMENT X 0.02 ROTATION Z -0.01

MEMBER LOADS

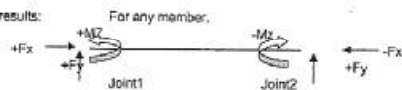
1	FORCE	X	LINEAR		-9.60	-9.60		
1	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-26.80	-28.80
2	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	-9.60	-9.33		
2	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-26.80	-27.99
3	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	-9.33	-0.22		
3	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-27.99	-29.50
4	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	-0.22	8.90		
4	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-29.50	-28.13
5	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	8.90	17.16		
5	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-28.13	-24.00
6	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	17.16	23.74		
6	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-24.00	-17.52
7	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	23.74	27.99		
7	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-17.52	-9.33
8	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	1.35	1.42		
8	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-0.45	-0.01
9	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	1.42	1.36		
9	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			-0.01	0.43
10	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	1.36	1.16		
10	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			0.43	0.83
11	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	1.16	0.85		
11	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			0.83	1.14
12	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	0.85	0.45		
12	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			1.14	1.35
13	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	0.45	0.72		
13	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			1.35	2.16
14	FORCE	X	LINEAR	LINEAR	0.72	0.72		
14	FORCE	Y	LINEAR	LINEAR			2.16	2.16

LOADING COMBINATION 6	DEAD + LIVE, FULL LOAD (TO FRL)
COMBINE 1	1.00 2 1.00
LOADING COMBINATION 7	DEAD + LIVE, CONSTRUCTION PHASE
COMBINE 3	1.00 4 1.00
LOADING COMBINATION 8	DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL)
COMBINE 1	0.87 2 0.87 5 1.00

SOLVE

4.2 Result: (See attached computer outputs)

Sign Convention for results:



By inspection of the computer outputs, the following maximum values of moments and shear forces at critical sections from analysis No. 4 (with support displacements and rotations) are recorded:
(See also bending moment envelopes)

	Max Moment	Max. Shear	
1. Inside face at supports (Joints 1 & 15):	191.74	103.70	Load combination 6
2. Outside face at supports (Joints 1 & 15):	406.40	305.35	Load combination 6
3. Inside face at start of taper (joints 2 & 14):	246.50	8.20	Load combination 6
4. Outside face at start of taper (joints 2 & 14):	158.00	163.50	Load combination 8
5. Inside face at end of taper (Joints 3 & 13):	82.30	150.30	Load combination 6
6. Outside face at end of taper (Joints 3 & 13):	42.00	124.00	Load combination 8
7. Inside face at any point on the curve (Joints 4 to 12):	73.00	102.00	Load combination 8
8. Outside face at any point on the curve (Joints 4 to 12):	109.00	102.00	Load combination 8

4.3 Reinforcement

4.3.1 At wall root (joints 1 & 15)

Inside face: Mmax=	191.74 KNm	d= 350 mm	As= 1 329 mm ²	
Provide	Y20 @	150 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>
Outside face: Mmax=	406.40 KNm	d= 350 mm	As= 3 029 mm ²	<input type="checkbox"/>
Provide	Y25 @	150 mm	3 272 mm ²	<input type="checkbox"/>

4.3.2 Start of taper (joints 2 & 14)

Inside face: Mmax=	246.50 KNm	d= 350 mm	As= 1 738 mm ²	
Provide	Y20 @	100 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>
Outside face: Mmax=	158.00 KNm	d= 350 mm	As= 1 094 mm ²	
Provide	Y20 @	150 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>

4.3.3 End of taper (joints 3 & 13)

Inside face: Mmax=	82.30 KNm	d= 200 mm	As= 1 017 mm ²	
Provide	Y20 @	150 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>
Outside face: Mmax=	42.00 KNm	d= 200 mm	As= 500 mm ²	
Provide	Y20 @	150 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>

4.3.4 At any point on the curve (joints 4 to 12)

Inside face: Mmax=	73.00 KNm	d= 200 mm	As= 804 mm ²	
Provide	Y20 @	130 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>
Outside face: Mmax=	109.00 KNm	d= 200 mm	As= 1 355 mm ²	
Provide	Y20 @	150 mm	2 094 mm ²	<input type="checkbox"/>

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

4.3.5 Check shear in 400mm members

4.3.5.1 At wall root

Max Shear Force: $v = \frac{305.35 \times 1000}{1000 \times 350} = 0.872$ N/mm² $\frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 3.272}{1000 \times 350} = 0.93$ N/mm²
 From table 3.9 of BS8110, for d= 350 mm $V_c = 0.640$ N/mm² → NOT OK
 Provide shear reinforcement: Check links Y8/ Spacing X pitch Asv provided= 335.00 mm² (6.86 legs per section per m)
 Required Asv=bsv·Sv·(v-vc)/0.87·fy = 160.30 mm² OK

4.3.5.2 At start of taper

Max Shear Force: $v = \frac{193.50 \times 1000}{1000 \times 350} = 0.553$ N/mm² $\frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.094}{1000 \times 350} = 0.60$ N/mm²
 From table 3.9 of BS8110, for d= 350 mm $V_c = 0.550$ N/mm² → NOT OK
 Provide shear reinforcement: Check links Y8/ Spacing X pitch Asv provided= 167.00 mm² (3.3 legs per section per m)
 Required Asv=bsv·Sv·(v-vc)/0.87·fy = 1.97 mm² OK

4.3.5.3 At end of taper and on curved section

Max Shear Force: $v = \frac{150.30 \times 1000}{1000 \times 200} = 0.75$ N/mm² $\frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 2.094}{1000 \times 200} = 1.05$ N/mm²
 From table 3.9 of BS8110, for d= 200 mm $V_c = 0.750$ N/mm² → OK
 Provide nominal shear reinforcement: Check links Y8/ Spacing X pitch Asv provided= 167.00 mm² (3.3 legs per section per m)
 Required Asv=bsv·Sv·(v-vc)/0.87·fy = -5.86 mm² OK

4.3.6 Distribution Reinforcement

Provide 0.25 % bh for walls, 400 = 1.000 mm²
 Sections 400mm: 0.0025 x 1000 x = 1.130 mm² OK
 Use Y12 @ 200 each face
 Sections 250mm: 0.0013 x 1000 x = 325 mm²
 Use Y10 @ 200 each face = 764 mm² OK

4.4.6 Check Punching shear on top slab for single wheel loading at construction stage

Assume accidental loading from construction plant prior to laying fill material on top.
 Consider a rectangular contact area 300x300mm with 1.1 N/mm² effective pressure
 Point Load = 300 x 300 x 1.1/1000 = 100 KN BS5400
 ULS design load = 1.5 x 100 = 150 KN
 Critical perimeter for shear at 1.5h = 1.5 x 0.25 x 2π + (0.30 x 4) = 3.566 m
 $v = \frac{150 \times 1000}{3.566 \times 200} = 0.21 < 0.760$ N/mm² OK

4.5 Design of Footings

The following combinations of Reaction and Bending Moment at the supports are considered (analysis No.4):

Reaction Rv	Moment (Clockwise positive)	Shear	Load combination:
854.00 KN	-191.74 KNm (↺)	103.70 KN	6
478.80 KN	3.80 KNm (↻)	97.08 KN	7
578.38 KN	466.41 KNm (↻)	305.35 KN	8
631.32 KN	-42.12 KNm (↺)	90.56 KN	8

4.5.1 Data:

Vertical load assumed applied at halfwidth of wall

Base width BU = 1.80 m
 Base depth BH = 0.70 m
 Distance from far edge to load Xa = 0.90 m
 Width of soil ws1 = (Xa-Tw/2) = 0.700 m
 Width of soil ws2 = (BU-Xa-Tw/2) = 0.700 m
 Height of soil (1)=H1s = 7.40 m Or H= 5.78 m for combination 7
 Height of soil (2)=H2s = 1.00 m or ignored

4.5.1.1 Check load combination 6: DEAD + LIVE, FULL LOAD (TO FRL) (With displacement and rotation at supports)

Force (KN) per m	Arm	Moments about O (KNm) per m
W1= 124.32 KN	1.4500 m	-180.26
W2= 16.80 KN	0.3500 m	-5.88
Wb= 45.38 KN	0.900 m	-40.82
Rv= 654.00 KN	0.900 m	-588.6
Md=		-191.74
Rt= 840.48 KN		M= -1007.3

Position of resultant (mean lever arm from O)=Mtotal/Rtotal = 1.20 m
 Eccentricity= e=M/Rt·BU/2 = 0.296 < BU/6 = 0.300 m OK
 Max. and min. base pressures: Pmin=(Rt/BU)·(1-6e/BU) = 2.35 KN/m² Factored = 1.57 KN/m²
 Pmax=(Rt/BU)·(1+6e/BU) = 931.82 KN/m² Factored = 621.01 KN/m²
 Factor of safety against sliding: FS=Rt·Tan(φ)/Total shear = 5.68 FSs= 1.50 OK

4.5.1.2 Check load combination 7: DEAD + LIVE, CONSTRUCTION PHASE

Force (KN) per m	Arm	Moments about O (KNm) per m
W1= 97.02 KN	1.4500 m	-140.68
W2= 16.80 KN	0.3500 m	-5.88
Wb= 45.38 KN	0.900 m	-40.82
Rv= 478.80 KN	0.900 m	-430.9
Md=		3.80
Rt= 637.98 KN		M= -614.5

DESIGN OF ARCH BRIDGE AT MANDRIA

ANALYSIS NO.: ARCH4 (ULTIMATE LIMIT STATE) With allowance for 10mm horizontal movement and 0.5% rotation at both supports

Position of resultant (mean lever arm from O)=Mtotal/Rtotal	=	0.96 m		
Eccentricity= $e=M/Rt-BU/2$	=	0.06	<	BU/6 = 0.30 m OK
Max. and min. base pressures :				
$P_{min}=(Rt/BU)*(1-6e/BU)$	=	279.76 KN/m ²	Factored	= 186.51 KN/m ²
$P_{max}=(Rt/BU)*(1+6e/BU)$	=	429.10 KN/m ²	Factored	= 286.07 KN/m ²
Factor of safety against sliding:	$FS=Rt*\tan(\phi)/\text{Total shear}$	=	4.60	$FS_s = 1.50$ OK

4.5.1.3 Check load combination B: DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL) (a) At seismic application side

	Force (KN) per m	Arm	Moments about O (KNm) per m
W1=	124.32 KN	1.4500 m	-180.26
W2=	16.80 KN	0.3500 m	-5.88
Wb=	45.36 KN	0.900 m	-40.82
Rv=	578.38 KN	0.900 m	-520.5
Md=			406.41
Rt=	764.86 KN		Mt= -341.1

Position of resultant (mean lever arm from O)=Mtotal/Rtotal	=	0.45 m		
Eccentricity= $e=ABS(Mt/Rt-BU/2)$	=	0.45	<	BU/6 = 0.30 m NOT OK
For $e>BU/6$ use these formulas:				
$P_{max}=4Rt/3*(BU-2*e)$	=	1143.38 KN/m ²	Factored	= 762.25 KN/m ²
P_{min}	=	0.00 KN/m ²		
Width of contact area:	$x=3(BU/2-e)$	=	1.34 m	
Factor of safety against sliding:	$FS=Rt*\tan(\phi)/\text{Total shear}$	=	1.75	$FS_s = 1.5$ OK

4.5.1.4 Check load combination B: DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL) (b) Oposite seismic application side

	Force (KN) per m	Arm	Moments about O (KNm) per m
W1=	124.32 KN	1.4500 m	-180.26
W2=	16.80 KN	0.3500 m	-5.88
Wb=	45.36 KN	0.900 m	-40.82
Rv=	631.32 KN	0.900 m	-568.2
Md=			-42.12
Rt=	817.80 KN		Mt= -837.3

Position of resultant (mean lever arm from O)=Mtotal/Rtotal	=	1.02 m		
Eccentricity= $e=M/Rt-BU/2$	=	0.12	<	BU/6 = 0.30 m OK
For $e>BU/6$ use these formulas:				
$P_{max}=4Rt/3*(BU-2*e)$	=	702.41 KN/m ²	Factored	= 468.27 KN/m ²
P_{min}	=	0.00 KN/m ²		
Width of contact area:	$x=3(BU/2-e)$	=	2.33 m	
Factor of safety against sliding:	$FS=Rt*\tan(\phi)/\text{Total shear}$	=	6.32	$FS_s = 1.50$ OK

4.5.1.5 Tabulated results

Load combination	Total Load Rt	Total Moment Mt	Lever arm M/Rt	e	BU/6	Pmax	Factored Pmax	Pmin	Factored Pmin	Shear	FS	
6	840.46	1 007.3	1.20	0.30	0.30	831.52	621.01	2.35	1.57	103.70	5.68	OK
7	665.28	654.1	0.98	0.08	0.30	472.07	314.72	267.13	176.08	97.08	4.80	OK
8	764.86	341.1	0.45	0.45	0.30	909.60	606.40	0.00	0.00	305.35	1.75	OK
8	817.80	837.3	1.02	0.12	0.30	1692.70	1128.47	0.00	0.00	90.56	6.32	OK

4.5.1.6 Footing reinforcement

Critical combination No.6

Critical section for bending and shear at wall face: $Za = 0.70$ m

Ground pressure at critical section=
 $((P_{max}-P_{min})/BU)*Za+P_{min} = 653.50$ KN/m²

Moment from ground pressure at critical section=
 For $Bd=BH-\text{cover} = 0.65$ m
 Reinforcement required at bottom side= $As = 190.00$ mm²
 Min reinforcement 0.15%= 975.00 mm²
 Provide Y20 @ 150 bottom (see shear calc)= $2 094.00$ mm²
 Provide same reinforcement at top for reversed loading

$P_{min} = 2.35$ KN/m²
 Provide distribution reinforcement 0.15%
 Y12/200 top & bottom= 565.00 mm² each layer

Check shear at critical section: $V = 229.55$ KN

$$v = \frac{229.55 \times 1000}{1000 \times 650} = 0.35 \text{ N/mm}^2$$

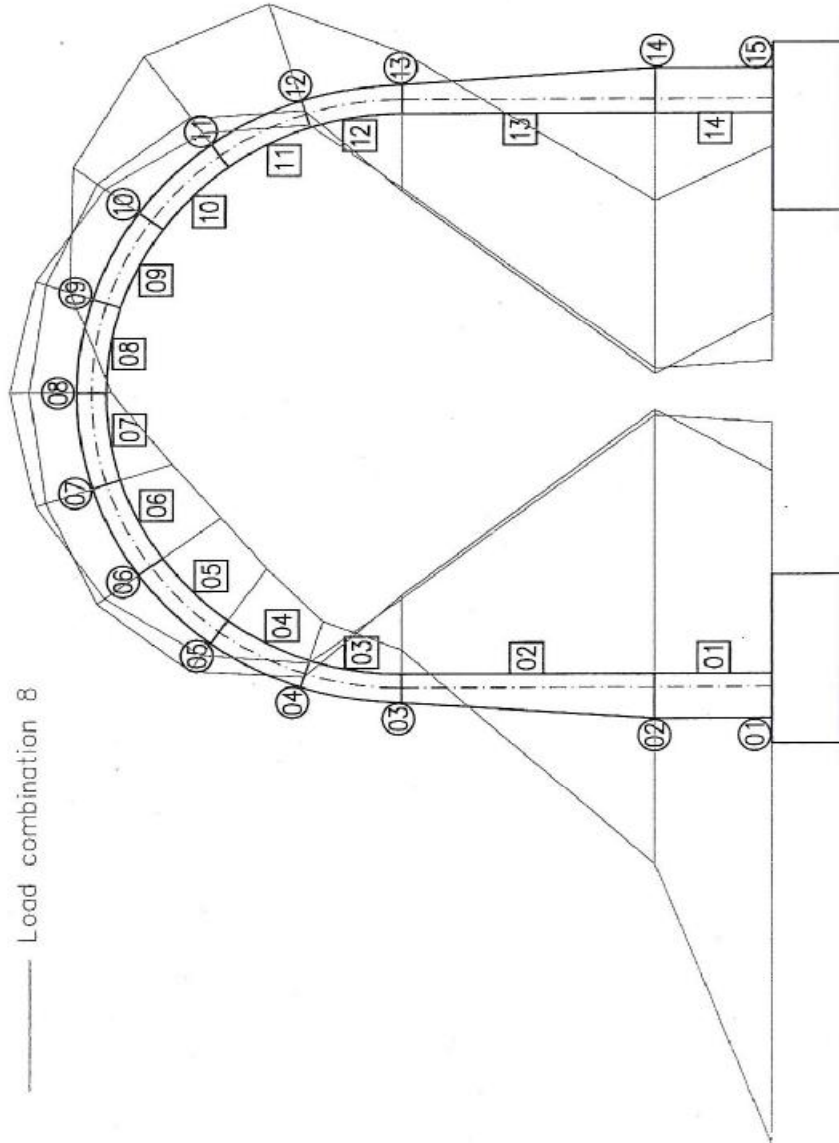
For $100As/bd = 0.32$ N/mm²
 $V_c = 0.430$ N/mm²

No shear reinforcement required but provide S-links on a grid of 500mm both directions to support top reinforcement.

4.3 ΔΙΑΓΡΑΜΜΑΤΑ ΡΟΠΩΝ ΚΑΜΨΗΣ

FRL

- Loading 1
- Load combination 6
- Load combination 8



MANDRIA ARCH
ANALYSIS No. 4 – BENDING MOMENT ENVELOPE

4.4 ΔΕΔΟΜΕΝΑ ΕΙΣΑΓΩΓΗΣ ΣΤΟ ΠΡΟΓΡΑΜΜΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ CEM MICRO-STRESS

ARCH4.PR1
C E M M i c r o S T R E S S

Copyright (c) C E M 1983

Version IBM-PC 01.00

STRUCTURE MANDRIA ARCH-4

STRUCTURE MANDRIA ARCH-4
NUMBER OF JOINTS 15
NUMBER OF SUPPORTS 2
NUMBER OF MEMBERS 14
NUMBER OF LOADINGS 8
TYPE PLANE FRAME
TABULATE ALL
PRINT DATA

JOINT COORDINATES

1	0.000	0.000	S
2	0.000	1.000	
3	0.000	3.150	
4	0.128	3.961	
5	0.501	4.693	
6	1.082	5.274	
7	1.814	5.647	
8	2.625	5.775	
9	3.436	5.647	
10	4.168	5.274	
11	4.749	4.693	
12	5.122	3.961	
13	5.250	3.150	
14	5.250	1.000	
15	5.250	0.000	S

JOINT RELEASES

MEMBER INCIDENCES

1	1	2
2	2	3
3	3	4
4	4	5
5	5	6
6	6	7
7	7	8
8	8	9
9	9	10
10	10	11
11	11	12
12	12	13
13	13	14
14	14	15

MEMBER RELEASES

MEMBER PROPERTIES PRISMATIC

1	AX	0.36	AY	0.00	IZ	0.003888
2	AX	0.285	AY	0.00	IZ	0.001929
3	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772

ARCH4.PR1

4	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
5	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
6	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
7	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
8	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
9	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
10	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
11	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
12	AX	0.21	AY	0.00	IZ	0.000772
13	AX	0.285	AY	0.00	IZ	0.001929
14	AX	0.36	AY	0.00	IZ	0.003888

CONSTANTS E 30000000 ALL
LOADING 1 DEAD LOADS TO FRL

JOINT DISPLACEMENTS

1	DISPLACEMENT	X	0.01	ROTATION	Z	-0.005
15	DISPLACEMENT	X	-0.01	ROTATION	Z	0.005

MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-14.40	
1	FORCE	Y	LINEAR		-64.02	-55.37
2	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-136.50	
2	FORCE	Y	LINEAR		-55.37	-36.77
3	FORCE	X	LINEAR	-136.50	-97.49	
3	FORCE	Y	LINEAR		-36.77	-62.96
4	FORCE	X	LINEAR	-97.49	-59.22	
4	FORCE	Y	LINEAR		-62.96	-71.97
5	FORCE	X	LINEAR	-59.22	-27.90	
5	FORCE	Y	LINEAR		-71.97	-69.69
6	FORCE	X	LINEAR	-27.90	-4.61	
6	FORCE	Y	LINEAR		-69.69	-63.26
7	FORCE	X	LINEAR	-4.61	14.06	
7	FORCE	Y	LINEAR		-63.26	-57.75
8	FORCE	X	LINEAR	-14.06	4.61	
8	FORCE	Y	LINEAR		-57.75	-63.26
9	FORCE	X	LINEAR	4.61	27.90	
9	FORCE	Y	LINEAR		-63.26	-69.69
10	FORCE	X	LINEAR	27.90	59.22	
10	FORCE	Y	LINEAR		-69.69	-71.97
11	FORCE	X	LINEAR	59.22	97.49	
11	FORCE	Y	LINEAR		-71.97	-62.96
12	FORCE	X	LINEAR	97.49	136.50	
12	FORCE	Y	LINEAR		-62.96	-36.77
13	FORCE	X	LINEAR	136.50	14.40	
13	FORCE	Y	LINEAR		-36.77	-55.37
14	FORCE	X	LINEAR	14.40	14.40	
14	FORCE	Y	LINEAR		-55.37	-64.02

LOADING 2 LIVE LOADS TO FRL

MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	0.00	0.00	
1	FORCE	Y	LINEAR		-38.41	-33.22
2	FORCE	X	LINEAR	0.00	-14.40	
2	FORCE	Y	LINEAR		-33.22	-22.06
3	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-8.18	

ARCH4.PR1						
3	FORCE		Y	LINEAR	-22.06	-21.43
4	FORCE	X		LINEAR	-8.18	-3.39
4	FORCE		Y	LINEAR		-21.43 -19.83
5	FORCE	X		LINEAR	-3.39	0.46
5	FORCE		Y	LINEAR		-19.83 -18.14
6	FORCE	X		LINEAR	0.46	-8.30
6	FORCE		Y	LINEAR		-18.14 -55.01
7	FORCE	X		LINEAR	-8.30	8.44
7	FORCE		Y	LINEAR		-55.01 -54.88
8	FORCE	X		LINEAR	-8.44	8.30
8	FORCE		Y	LINEAR		-54.88 -55.01
9	FORCE	X		LINEAR	8.30	-0.46
9	FORCE		Y	LINEAR		-55.01 -18.14
10	FORCE	X		LINEAR	-0.46	3.39
10	FORCE		Y	LINEAR		-18.14 -19.83
11	FORCE	X		LINEAR	3.39	8.18
11	FORCE		Y	LINEAR		-19.83 -21.43
12	FORCE	X		LINEAR	8.18	14.40
12	FORCE		Y	LINEAR		-21.43 -22.06
13	FORCE	X		LINEAR	14.40	0.00
13	FORCE		Y	LINEAR		-22.06 -33.22
14	FORCE	X		LINEAR	0.00	0.00
14	FORCE		Y	LINEAR		-33.22 -38.41

LOADING 3 DEAD LOADS - CONSTRUCTION PHASE
MEMBER LOADS

1	FORCE	X		LINEAR	-14.40	-14.40
1	FORCE		Y	LINEAR		-49.96 -41.31
2	FORCE	X		LINEAR	-14.40	-87.75
2	FORCE		Y	LINEAR		-41.31 -22.71
3	FORCE	X		LINEAR	-87.75	-55.47
3	FORCE		Y	LINEAR		-22.71 -34.52
4	FORCE	X		LINEAR	-55.47	-28.04
4	FORCE		Y	LINEAR		-34.52 -31.94
5	FORCE	X		LINEAR	-28.04	-10.62
5	FORCE		Y	LINEAR		-31.94 -21.99
6	FORCE	X		LINEAR	-10.62	-2.91
6	FORCE		Y	LINEAR		-21.99 -12.55
7	FORCE	X		LINEAR	-2.91	0.00
7	FORCE		Y	LINEAR		-12.55 -9.00
8	FORCE	X		LINEAR	0.00	2.91
8	FORCE		Y	LINEAR		-9.00 -12.55
9	FORCE	X		LINEAR	2.91	10.62
9	FORCE		Y	LINEAR		-12.55 -21.99
10	FORCE	X		LINEAR	10.62	28.04
10	FORCE		Y	LINEAR		-21.99 -31.94
11	FORCE	X		LINEAR	28.04	55.47
11	FORCE		Y	LINEAR		-31.94 -34.52
12	FORCE	X		LINEAR	55.47	87.75
12	FORCE		Y	LINEAR		-34.52 -22.71
13	FORCE	X		LINEAR	87.75	14.40
13	FORCE		Y	LINEAR		-22.71 -41.31
14	FORCE	X		LINEAR	14.40	14.40
14	FORCE		Y	LINEAR		-41.31 -49.96

LOADING 4 LIVE LOADS - CONSTRUCTION PHASE

ARCH4.PR1

MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	0.00	0.00		
1	FORCE	Y	LINEAR			-29.98	-24.79
2	FORCE	X	LINEAR	0.00	-14.40		
2	FORCE	Y	LINEAR			-24.79	-13.63
3	FORCE	X	LINEAR	-14.40	-10.79		
3	FORCE	Y	LINEAR			-13.63	-13.41
4	FORCE	X	LINEAR	-10.79	-8.35		
4	FORCE	Y	LINEAR			-13.41	-13.01
5	FORCE	X	LINEAR	-8.35	-6.36		
5	FORCE	Y	LINEAR			-13.01	-13.18
6	FORCE	X	LINEAR	-6.36	-3.82		
6	FORCE	Y	LINEAR			-13.18	-13.90
7	FORCE	X	LINEAR	-3.82	0.00		
7	FORCE	Y	LINEAR			-13.90	-320.52
8	FORCE	X	LINEAR	0.00	3.82		
8	FORCE	Y	LINEAR			-320.52	-13.90
9	FORCE	X	LINEAR	3.82	6.36		
9	FORCE	Y	LINEAR			-13.90	-13.18
10	FORCE	X	LINEAR	6.36	8.35		
10	FORCE	Y	LINEAR			-13.18	-13.01
11	FORCE	X	LINEAR	8.35	10.79		
11	FORCE	Y	LINEAR			-13.01	-13.41
12	FORCE	X	LINEAR	10.79	14.40		
12	FORCE	Y	LINEAR			-13.41	-13.63
13	FORCE	X	LINEAR	14.40	0.00		
13	FORCE	Y	LINEAR			-13.63	-24.79
14	FORCE	X	LINEAR	0.00	0.00		
14	FORCE	Y	LINEAR			-24.79	-29.98

LOADING 5 SEISMIC HORIZONTAL & VERTICAL

JOINT DISPLACEMENTS

15	DISPLACEMENT	X	0.02	ROTATION	Z	-0.01	
----	--------------	---	------	----------	---	-------	--

MEMBER LOADS

1	FORCE	X	LINEAR	-9.60	-9.60		
1	FORCE	Y	LINEAR			-28.80	-28.80
2	FORCE	X	LINEAR	-9.60	-9.33		
2	FORCE	Y	LINEAR			-28.80	-27.99
3	FORCE	X	LINEAR	-9.33	-0.22		
3	FORCE	Y	LINEAR			-27.99	-29.50
4	FORCE	X	LINEAR	-0.22	8.90		
4	FORCE	Y	LINEAR			-29.50	-28.13
5	FORCE	X	LINEAR	8.90	17.16		
5	FORCE	Y	LINEAR			-28.13	-24.00
6	FORCE	X	LINEAR	17.16	23.74		
6	FORCE	Y	LINEAR			-24.00	-17.52
7	FORCE	X	LINEAR	23.74	27.99		
7	FORCE	Y	LINEAR			-17.52	-9.33
8	FORCE	X	LINEAR	1.35	1.42		
8	FORCE	Y	LINEAR			-0.45	-0.01
9	FORCE	X	LINEAR	1.42	1.36		
9	FORCE	Y	LINEAR			-0.01	0.43
10	FORCE	X	LINEAR	1.36	1.16		
10	FORCE	Y	LINEAR			0.43	0.83

```

ARCH4.PR1
11 FORCE X LINEAR 1.16 0.85
11 FORCE Y LINEAR 0.83 1.14
12 FORCE X LINEAR 0.85 0.45
12 FORCE Y LINEAR 1.14 1.35
13 FORCE X LINEAR 0.45 0.72
13 FORCE Y LINEAR 1.35 2.16
14 FORCE X LINEAR 0.72 0.72
14 FORCE Y LINEAR 2.16 2.16

```

```

LOADING COMBINATION 6 DEAD + LIVE, FULL LOAD (TO FRL)
COMBINE 1 1.00 2 1.00

```

```

LOADING COMBINATION 7 DEAD + LIVE, CONSTRUCTION PHASE
COMBINE 3 1.00 4 1.00

```

```

LOADING COMBINATION 8 DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL)
COMBINE 1 0.87 2 0.87 5 1.00

```

```

SOLVE

```

4.5 ΤΥΠΟΠΟΙΗΣΗ ΔΕΔΟΜΕΝΩΝ ΣΤΟ CEM MICRO-STRESS

ARCH4.PR2

C E M M i c r o S T R E S S

Copyright (c) C E M 1983 Version IBM-PC 01.00

STRUCTURE MANDRIA ARCH-4

PRINT OF STRUCTURAL DATA

TYPE PLANE FRAME

NUMBER OF JOINTS 15
 SUPPORTS 2
 MEMBERS 14
 LOADINGS 8

JOINT COORDINATES

JOINT	STATUS	X	Y	Z
1	S	.000	.000	
2		.000	1.000	
3		.000	3.150	
4		.128	3.961	
5		.501	4.693	
6		1.082	5.274	
7		1.814	5.647	
8		2.625	5.775	
9		3.436	5.647	
10		4.168	5.274	
11		4.749	4.693	
12		5.122	3.961	
13		5.250	3.150	
14		5.250	1.000	
15	S	5.250	.000	

MEMBER PROPERTIES

MEMBER	START	END	AX	AY	IZ	LENGTH
1	1	2	.3600	.0000	.0039	1.000
2	2	3	.2850	.0000	.0019	2.150
3	3	4	.2100	.0000	.0008	.821
4	4	5	.2100	.0000	.0008	.822
5	5	6	.2100	.0000	.0008	.822
6	6	7	.2100	.0000	.0008	.822
7	7	8	.2100	.0000	.0008	.821
8	8	9	.2100	.0000	.0008	.821
9	9	10	.2100	.0000	.0008	.822
10	10	11	.2100	.0000	.0008	.822

ARCH4.PR2						
11	11	12	.2100	.0000	.0008	.822
12	12	13	.2100	.0000	.0008	.821
13	13	14	.2850	.0000	.0019	2.150
14	14	15	.3600	.0000	.0039	1.000

CONSTANTS

E = 30000000. G = 12000000. FOR ALL MEMBERS

LOADING DATA

LOADING 1 DEAD LOADS TO FRL

TABULATE
 + FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

JOINT LOADS

JOINT	FORCE-X	FORCE-Y	MOMENT-Z
1 DISP	.01	.00	-.01
15 DISP	-.01	.00	.01

MEMBER LOADS

MEMBER	DIRECTION	TYPE	P/W/WA	WB	L/LA	LB
1	FORCE X	LINE.	-14.400	-14.400	.000	.000
1	FORCE Y	LINE.	-64.020	-55.370	.000	.000
2	FORCE X	LINE.	-14.400	-136.500	.000	.000
2	FORCE Y	LINE.	-55.370	-36.770	.000	.000
3	FORCE X	LINE.	-136.500	-97.490	.000	.000
3	FORCE Y	LINE.	-36.770	-62.960	.000	.000
4	FORCE X	LINE.	-97.490	-59.220	.000	.000
4	FORCE Y	LINE.	-62.960	-71.970	.000	.000
5	FORCE X	LINE.	-59.220	-27.900	.000	.000
5	FORCE Y	LINE.	-71.970	-69.690	.000	.000
6	FORCE X	LINE.	-27.900	-4.610	.000	.000
6	FORCE Y	LINE.	-69.690	-63.260	.000	.000
7	FORCE X	LINE.	-4.610	14.060	.000	.000
7	FORCE Y	LINE.	-63.260	-57.750	.000	.000
8	FORCE X	LINE.	-14.060	4.610	.000	.000
8	FORCE Y	LINE.	-57.750	-63.260	.000	.000
9	FORCE X	LINE.	4.610	27.900	.000	.000

ARCH4.PR2						
9	FORCE Y	LINE.	-63.260	-69.690	.000	.000
10	FORCE X	LINE.	27.900	59.220	.000	.000
10	FORCE Y	LINE.	-69.690	-71.970	.000	.000
11	FORCE X	LINE.	59.220	97.490	.000	.000
11	FORCE Y	LINE.	-71.970	-62.960	.000	.000
12	FORCE X	LINE.	97.490	136.500	.000	.000
12	FORCE Y	LINE.	-62.960	-36.770	.000	.000
13	FORCE X	LINE.	136.500	14.400	.000	.000
13	FORCE Y	LINE.	-36.770	-55.370	.000	.000
14	FORCE X	LINE.	14.400	14.400	.000	.000
14	FORCE Y	LINE.	-55.370	-64.020	.000	.000

LOADING 2 LIVE LOADS TO FRL

TABULATE

+ FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

MEMBER LOADS

MEMBER	DIRECTION	TYPE	P/W/WA	WB	L/LA	LB
1	FORCE X	LINE.	.000	.000	.000	.000
1	FORCE Y	LINE.	-38.410	-33.220	.000	.000
2	FORCE X	LINE.	.000	-14.400	.000	.000
2	FORCE Y	LINE.	-33.220	-22.060	.000	.000
3	FORCE X	LINE.	-14.400	-8.180	.000	.000
3	FORCE Y	LINE.	-22.060	-21.430	.000	.000
4	FORCE X	LINE.	-8.180	-3.390	.000	.000
4	FORCE Y	LINE.	-21.430	-19.830	.000	.000
5	FORCE X	LINE.	-3.390	.460	.000	.000
5	FORCE Y	LINE.	-19.830	-18.140	.000	.000
6	FORCE X	LINE.	.460	-8.300	.000	.000
6	FORCE Y	LINE.	-18.140	-55.010	.000	.000
7	FORCE X	LINE.	-8.300	8.440	.000	.000
7	FORCE Y	LINE.	-55.010	-54.880	.000	.000
8	FORCE X	LINE.	-8.440	8.300	.000	.000
8	FORCE Y	LINE.	-54.880	-55.010	.000	.000
9	FORCE X	LINE.	8.300	-.460	.000	.000
9	FORCE Y	LINE.	-55.010	-18.140	.000	.000
10	FORCE X	LINE.	-.460	3.390	.000	.000
10	FORCE Y	LINE.	-18.140	-19.830	.000	.000
11	FORCE X	LINE.	3.390	8.180	.000	.000
11	FORCE Y	LINE.	-19.830	-21.430	.000	.000
12	FORCE X	LINE.	8.180	14.400	.000	.000
12	FORCE Y	LINE.	-21.430	-22.060	.000	.000
13	FORCE X	LINE.	14.400	.000	.000	.000
13	FORCE Y	LINE.	-22.060	-33.220	.000	.000
14	FORCE X	LINE.	.000	.000	.000	.000
14	FORCE Y	LINE.	-33.220	-38.410	.000	.000

ARCH4.PR2

LOADING 3 DEAD LOADS - CONSTRUCTION PHASE

+ TABULATE
 FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

MEMBER LOADS

MEMBER	DIRECTION	TYPE	P/W/WA	WB	L/LA	LB
1	FORCE X	LINE.	-14.400	-14.400	.000	.000
1	FORCE Y	LINE.	-49.960	-41.310	.000	.000
2	FORCE X	LINE.	-14.400	-87.750	.000	.000
2	FORCE Y	LINE.	-41.310	-22.710	.000	.000
3	FORCE X	LINE.	-87.750	-55.470	.000	.000
3	FORCE Y	LINE.	-22.710	-34.520	.000	.000
4	FORCE X	LINE.	-55.470	-28.040	.000	.000
4	FORCE Y	LINE.	-34.520	-31.940	.000	.000
5	FORCE X	LINE.	-28.040	-10.620	.000	.000
5	FORCE Y	LINE.	-31.940	-21.990	.000	.000
6	FORCE X	LINE.	-10.620	-2.910	.000	.000
6	FORCE Y	LINE.	-21.990	-12.550	.000	.000
7	FORCE X	LINE.	-2.910	.000	.000	.000
7	FORCE Y	LINE.	-12.550	-9.000	.000	.000
8	FORCE X	LINE.	.000	2.910	.000	.000
8	FORCE Y	LINE.	-9.000	-12.550	.000	.000
9	FORCE X	LINE.	2.910	10.620	.000	.000
9	FORCE Y	LINE.	-12.550	-21.990	.000	.000
10	FORCE X	LINE.	10.620	28.040	.000	.000
10	FORCE Y	LINE.	-21.990	-31.940	.000	.000
11	FORCE X	LINE.	28.040	55.470	.000	.000
11	FORCE Y	LINE.	-31.940	-34.520	.000	.000
12	FORCE X	LINE.	55.470	87.750	.000	.000
12	FORCE Y	LINE.	-34.520	-22.710	.000	.000
13	FORCE X	LINE.	87.750	14.400	.000	.000
13	FORCE Y	LINE.	-22.710	-41.310	.000	.000
14	FORCE X	LINE.	14.400	14.400	.000	.000
14	FORCE Y	LINE.	-41.310	-49.960	.000	.000

LOADING 4 LIVE LOADS - CONSTRUCTION PHASE

+ TABULATE
 FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

ARCH4.PR2

MEMBER LOADS

MEMBER	DIRECTION	TYPE	P/W/WA	WB	L/LA	LB
1	FORCE X	LINE.	.000	.000	.000	.000
1	FORCE Y	LINE.	-29.980	-24.790	.000	.000
2	FORCE X	LINE.	.000	-14.400	.000	.000
2	FORCE Y	LINE.	-24.790	-13.630	.000	.000
3	FORCE X	LINE.	-14.400	-10.790	.000	.000
3	FORCE Y	LINE.	-13.630	-13.410	.000	.000
4	FORCE X	LINE.	-10.790	-8.350	.000	.000
4	FORCE Y	LINE.	-13.410	-13.010	.000	.000
5	FORCE X	LINE.	-8.350	-6.360	.000	.000
5	FORCE Y	LINE.	-13.010	-13.180	.000	.000
6	FORCE X	LINE.	-6.360	-3.820	.000	.000
6	FORCE Y	LINE.	-13.180	-13.900	.000	.000
7	FORCE X	LINE.	-3.820	.000	.000	.000
7	FORCE Y	LINE.	-13.900	-320.520	.000	.000
8	FORCE X	LINE.	.000	3.820	.000	.000
8	FORCE Y	LINE.	-320.520	-13.900	.000	.000
9	FORCE X	LINE.	3.820	6.360	.000	.000
9	FORCE Y	LINE.	-13.900	-13.180	.000	.000
10	FORCE X	LINE.	6.360	8.350	.000	.000
10	FORCE Y	LINE.	-13.180	-13.010	.000	.000
11	FORCE X	LINE.	8.350	10.790	.000	.000
11	FORCE Y	LINE.	-13.010	-13.410	.000	.000
12	FORCE X	LINE.	10.790	14.400	.000	.000
12	FORCE Y	LINE.	-13.410	-13.630	.000	.000
13	FORCE X	LINE.	14.400	.000	.000	.000
13	FORCE Y	LINE.	-13.630	-24.790	.000	.000
14	FORCE X	LINE.	.000	.000	.000	.000
14	FORCE Y	LINE.	-24.790	-29.980	.000	.000

LOADING 5 SEISMIC HORIZONTAL & VERTICAL

TABULATE

+ FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

JOINT LOADS

JOINT	FORCE-X	FORCE-Y	MOMENT-Z
15 DISP	.02	.00	-.01

MEMBER LOADS

MEMBER	DIRECTION	TYPE	P/W/WA	WB	L/LA	LB
--------	-----------	------	--------	----	------	----

ARCH4.PR2						
1	FORCE X	LINE.	-9.600	-9.600	.000	.000
1	FORCE Y	LINE.	-28.800	-28.800	.000	.000
2	FORCE X	LINE.	-9.600	-9.330	.000	.000
2	FORCE Y	LINE.	-28.800	-27.990	.000	.000
3	FORCE X	LINE.	-9.330	-.220	.000	.000
3	FORCE Y	LINE.	-27.990	-29.500	.000	.000
4	FORCE X	LINE.	-.220	8.900	.000	.000
4	FORCE Y	LINE.	-29.500	-28.130	.000	.000
5	FORCE X	LINE.	8.900	17.160	.000	.000
5	FORCE Y	LINE.	-28.130	-24.000	.000	.000
6	FORCE X	LINE.	17.160	23.740	.000	.000
6	FORCE Y	LINE.	-24.000	-17.520	.000	.000
7	FORCE X	LINE.	23.740	27.990	.000	.000
7	FORCE Y	LINE.	-17.520	-9.330	.000	.000
8	FORCE X	LINE.	1.350	1.420	.000	.000
8	FORCE Y	LINE.	-.450	-.010	.000	.000
9	FORCE X	LINE.	1.420	1.360	.000	.000
9	FORCE Y	LINE.	-.010	.430	.000	.000
10	FORCE X	LINE.	1.360	1.160	.000	.000
10	FORCE Y	LINE.	.430	.830	.000	.000
11	FORCE X	LINE.	1.160	.850	.000	.000
11	FORCE Y	LINE.	.830	1.140	.000	.000
12	FORCE X	LINE.	.850	.450	.000	.000
12	FORCE Y	LINE.	1.140	1.350	.000	.000
13	FORCE X	LINE.	.450	.720	.000	.000
13	FORCE Y	LINE.	1.350	2.160	.000	.000
14	FORCE X	LINE.	.720	.720	.000	.000
14	FORCE Y	LINE.	2.160	2.160	.000	.000

LOADING COMBINATION 6 DEAD + LIVE, FULL LOAD (TO FRL)

+ TABULATE
 FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

LOAD CASE FACTOR
 1 1.000
 2 1.000

LOADING COMBINATION 7 DEAD + LIVE, CONSTRUCTION PHASE

+ TABULATE
 FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

LOAD CASE FACTOR

ARCH4.PR2

3	1.000
4	1.000

LOADING COMBINATION 8 DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL)

+ TABULATE
 FORCES
 REACTIONS
 DISPLACEMENTS

LOAD CASE FACTOR

1	.870
2	.870
5	1.000

4.6 ΑΠΟΤΕΛΕΣΜΑΤΑ ΑΝΑΛΥΣΗΣ CEM MICRO-STRESS

CEM MicroSTRESS

Copyright(c) CEM1983 Version IBM-PC1

STRUCTURE MANDRIA ARCH4

ANALYSIS RESULTS

LOADING 1 DEAD LOADS TO FRL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	530.050	37.084	-234.985
1	2	-515.649	22.611	241.500
2	2	515.649	-22.610	-241.500
2	3	-353.432	121.661	79.244
3	3	368.078	-65.074	-79.244
3	4	-272.020	106.015	10.480
4	4	291.477	-16.600	-10.480
4	5	-227.104	72.026	-25.419
5	5	238.247	1.673	25.419
5	6	-202.455	56.525	-48.083
6	6	210.008	8.803	48.082
6	7	-196.654	45.810	-63.646
7	7	201.176	17.318	63.647
7	8	-205.055	32.359	-70.130
8	8	205.052	32.367	70.130
8	9	-201.173	17.310	-63.639
9	9	196.641	45.819	63.638
9	10	-209.996	8.793	-48.067
10	10	202.444	56.517	48.069
10	11	-238.236	1.681	-25.413
11	11	227.072	72.033	25.414
11	12	-291.445	-16.606	10.490
12	12	272.005	106.002	-10.490
12	13	-368.063	-65.061	79.244
13	13	353.416	121.646	-79.244
13	14	-515.633	-22.596	241.469
14	14	515.633	22.598	-241.468
14	15	-530.033	37.097	234.940

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	-0.001	0.000	0.000
3	0.001	0.000	0.000
4	-0.001	0.001	0.000
5	-0.001	0.002	0.000
6	-0.008	0.002	0.000
7	0.000	0.002	0.001
8	-0.001	-0.001	0.000
9	-0.006	0.007	-0.001
10	0.001	-0.010	0.002
11	0.006	0.032	0.000
12	-0.006	-0.018	0.000
13	0.000	0.004	-0.001
14	0.003	0.000	0.001

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-37.084	530.050	-234.985
15	37.097	530.033	234.940

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.01396	-0.00005	-0.00291
3	0.01203	-0.00016	0.00370
4	0.00817	0.00040	0.00539
5	0.00417	0.00240	0.00526
6	0.00140	0.00514	0.00410
7	0.00017	0.00749	0.00225
8	0.00000	0.00841	0.00000
9	-0.00017	0.00748	-0.00225
10	-0.00140	0.00514	-0.00410
11	-0.00418	0.00240	-0.00526
12	-0.00817	0.00040	-0.00539
13	-0.01203	-0.00016	-0.00370
14	-0.01396	-0.00005	0.00292

LOADING 2 LIVE LOADS TO FRL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	124.018	66.614	43.245
1	2	-124.018	-30.799	5.029
2	2	124.017	30.799	-5.029
2	3	-108.537	28.627	3.065
3	3	111.673	-11.356	-3.065
3	4	-102.404	29.209	-13.623
4	4	106.416	3.925	13.623
4	5	-101.663	13.023	-17.451
5	5	100.712	19.026	17.451
5	6	-99.508	-3.427	-8.321
6	6	93.582	34.006	8.321
6	7	-90.361	-3.958	9.347
7	7	84.697	31.735	-9.347
7	8	-84.754	13.377	16.876
8	8	84.754	13.376	-16.876
8	9	-84.697	31.736	9.347
9	9	90.360	-3.958	-9.346
9	10	-93.581	34.006	-8.322
10	10	99.508	-3.426	8.322
10	11	-100.712	19.026	-17.451
11	11	101.666	13.023	17.451
11	12	-106.419	3.926	-13.624
12	12	102.405	29.210	13.624
12	13	-111.675	-11.357	3.065
13	13	108.539	28.628	-3.065
13	14	-124.019	30.798	5.031
14	14	124.019	-30.798	-5.031
14	15	-124.019	66.613	-43.242

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	-0.001	0.000
6	0.002	0.001	0.000
7	-0.001	-0.001	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	0.000	0.000	0.000
10	0.000	0.001	0.000
11	0.001	-0.004	0.000
12	0.000	0.002	0.000
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-66.614	124.018	43.245
15	66.613	124.019	-43.242

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.00010	-0.00001	-0.00014
3	-0.00020	-0.00004	0.00041
4	-0.00052	-0.00001	0.00026
5	-0.00054	-0.00001	-0.00025
6	-0.00027	-0.00030	-0.00067
7	-0.00003	-0.00080	-0.00057
8	0.00000	-0.00105	0.00000
9	0.00003	-0.00080	0.00057
10	0.00027	-0.00030	0.00067
11	0.00054	-0.00001	0.00025
12	0.00052	-0.00001	-0.00026
13	0.00021	-0.00004	-0.00041
14	-0.00010	-0.00001	0.00014

LOADING 3 DEAD LOADS - CONSTRUCTION PHASE

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	279.896	94.376	85.235
1	2	-265.496	-48.741	-14.398
2	2	265.496	48.741	14.398
2	3	-155.685	20.081	9.246
3	3	156.912	4.436	-9.247
3	4	-98.118	19.058	3.907
4	4	99.197	12.251	-3.907
4	5	-64.893	15.049	2.613
5	5	66.368	5.739	-2.613
5	6	-50.486	16.417	-2.334
6	6	53.087	-0.014	2.334
6	7	-47.529	14.202	-8.705
7	7	49.591	1.209	8.705
7	8	-48.396	7.638	-11.543
8	8	48.396	7.639	11.543
8	9	-49.591	1.208	-8.704
9	9	47.528	14.203	8.704
9	10	-53.086	-0.014	-2.333
10	10	50.484	16.416	2.333
10	11	-66.367	5.740	2.613
11	11	64.891	15.050	-2.613
11	12	-99.196	12.250	3.908
12	12	98.116	19.057	-3.908
12	13	-156.910	4.437	9.246
13	13	155.683	20.080	-9.246
13	14	-265.495	48.742	-14.400
14	14	265.495	-48.742	14.400
14	15	-279.895	94.377	-85.239

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.000	0.000	0.000
5	0.000	0.001	0.000
6	-0.001	0.000	0.000
7	0.000	0.000	0.000
8	0.000	0.000	0.000
9	-0.001	0.000	0.000
10	0.000	0.000	0.000
11	0.001	0.002	0.000
12	-0.001	-0.001	0.000
13	0.000	0.000	0.000
14	0.000	0.000	0.000

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-94.376	279.896	85.235
15	94.377	279.895	-85.239

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.00025	-0.00003	-0.00039
3	0.00085	-0.00008	-0.00003
4	0.00075	-0.00008	0.00026
5	0.00048	0.00004	0.00044
6	0.00020	0.00032	0.00050
7	0.00003	0.00063	0.00034
8	0.00000	0.00078	0.00000
9	-0.00003	0.00063	-0.00034
10	-0.00020	0.00032	-0.00050
11	-0.00048	0.00004	-0.00044
12	-0.00075	-0.00008	-0.00026
13	-0.00085	-0.00008	0.00003
14	-0.00025	-0.00003	0.00039

LOADING 4 LIVE LOADS - CONSTRUCTION PHASE

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	198.904	2.703	-81.429
1	2	-198.904	24.682	70.007
2	2	198.904	-24.682	-70.007
2	3	-183.424	65.983	-31.757
3	3	191.468	-36.581	31.757
3	4	-181.127	47.681	-66.360
4	4	186.991	10.730	66.360
4	5	-179.129	0.123	-62.025
5	5	170.402	55.228	62.025
5	6	-164.359	-44.469	-21.057
6	6	142.582	93.075	21.057
6	7	-138.400	-81.951	50.880
7	7	106.225	120.764	-50.881
7	8	-104.657	16.522	110.899
8	8	104.659	16.516	-110.899
8	9	-106.227	120.770	50.876
9	9	138.402	-81.956	-50.876
9	10	-142.584	93.079	-21.065
10	10	164.342	-44.466	21.064
10	11	-170.386	55.225	-62.029
11	11	179.154	0.119	62.028
11	12	-187.016	10.733	-66.366
12	12	181.137	47.688	66.366
12	13	-191.478	-36.587	-31.757
13	13	183.431	65.991	31.757
13	14	-198.911	-24.689	70.023
14	14	198.911	24.689	-70.023
14	15	-198.911	2.696	81.452

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.001	0.000	0.000
5	0.003	-0.002	0.000
6	0.007	0.000	0.000
7	-0.007	-0.005	-0.001
8	0.001	0.001	0.000
9	0.006	-0.005	0.000
10	-0.016	0.019	-0.001
11	0.014	-0.040	-0.001
12	-0.001	0.016	0.000
13	-0.001	0.001	0.000
14	0.000	0.000	0.000

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-2.703	198.904	-81.429
15	2.696	198.911	81.452

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	-0.00034	-0.00002	0.00067
3	-0.00352	-0.00007	0.00165
4	-0.00426	0.00002	-0.00006
5	-0.00339	-0.00044	-0.00231
6	-0.00158	-0.00229	-0.00376
7	-0.00021	-0.00500	-0.00320
8	0.00000	-0.00645	0.00000
9	0.00022	-0.00500	0.00320
10	0.00158	-0.00229	0.00376
11	0.00339	-0.00044	0.00231
12	0.00426	0.00002	0.00006
13	0.00352	-0.00007	-0.00165
14	0.00034	-0.00002	-0.00067

LOADING 5 SEISMIC HORIZONTAL & VERTICAL

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	9.342	215.132	573.224
1	2	0.258	-186.332	-372.492
2	2	-0.258	186.332	372.492
2	3	20.607	-125.283	-37.818
3	3	-39.879	120.533	37.817
3	4	43.800	-96.932	51.542
4	4	-71.655	78.621	-51.543
4	5	68.089	-54.948	106.333
5	5	-81.723	31.239	-106.330
5	6	71.017	-9.823	122.968
6	6	-70.683	-12.571	-122.969
6	7	53.882	29.627	105.270
7	7	-41.885	-44.838	-105.262
7	8	20.649	55.860	63.464
8	8	-2.593	-59.527	-63.469
8	9	1.456	59.716	14.492
9	9	17.108	-57.204	-14.472
9	10	-18.250	57.031	-32.478
10	10	35.201	-48.524	32.473
10	11	-36.237	48.006	-72.153
11	11	49.172	-34.658	72.146
11	12	-49.998	33.849	-100.305
12	12	58.073	-16.616	100.295
12	13	-58.606	15.594	-113.530
13	13	60.322	-6.263	113.530
13	14	-61.580	2.490	-123.251
14	14	61.580	-2.489	123.250
14	15	-62.300	0.329	-124.659

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	0.000	0.000	0.000
3	0.006	0.007	-0.001
4	-0.007	0.004	-0.001
5	-0.005	0.022	0.003
6	-0.108	-0.022	-0.001
7	0.175	0.041	0.008
8	-0.154	0.002	-0.005
9	0.020	0.023	0.020
10	0.213	-0.102	-0.005
11	-0.233	0.021	-0.006
12	0.099	-0.037	-0.009
13	0.004	-0.001	0.000
14	0.001	0.000	-0.002

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-247.424	39.447	522.566
15	-102.981	77.401	333.376

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.00216	0.00000	-0.00403
3	0.02082	0.00000	-0.01125
4	0.03003	-0.00145	-0.01095
5	0.03712	-0.00505	-0.00809
6	0.04066	-0.00858	-0.00397
7	0.04137	-0.00994	0.00012
8	0.04115	-0.00852	0.00314
9	0.04166	-0.00530	0.00452
10	0.04333	-0.00201	0.00420
11	0.04530	-0.00004	0.00234
12	0.04595	0.00030	-0.00072
13	0.04386	-0.00002	-0.00451
14	0.02947	-0.00001	-0.00894

LOADING COMBINATION 6 DEAD + LIVE, FULL LOAD (TO FRL)

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	654.067	103.698	-191.740
1	2	-639.667	-8.187	246.529
2	2	639.667	8.189	-246.529
2	3	-461.969	150.288	82.309
3	3	479.751	-76.430	-82.309
3	4	-374.424	135.225	-3.144
4	4	397.893	-12.675	3.143
4	5	-328.768	85.050	-42.870
5	5	338.959	20.699	42.870
5	6	-301.963	53.098	-56.404
6	6	303.590	42.809	56.403
6	7	-287.015	41.852	-54.298
7	7	285.872	49.053	54.299
7	8	-289.809	45.736	-53.254
8	8	289.807	45.744	53.254
8	9	-285.870	49.045	-54.293
9	9	287.002	41.861	54.292
9	10	-303.576	42.800	-56.390
10	10	301.953	53.090	56.392
10	11	-338.948	20.707	-42.864
11	11	328.738	85.055	42.864
11	12	-397.864	-12.681	-3.134
12	12	374.410	135.212	3.133
12	13	-479.737	-76.417	82.309
13	13	461.954	150.274	-82.309
13	14	-639.652	8.202	246.501
14	14	639.652	-8.200	-246.500
14	15	-654.052	103.710	191.698

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	-0.001	0.000	0.000
3	0.001	0.000	0.000
4	-0.001	0.001	0.000
5	-0.002	0.001	0.000
6	-0.006	0.003	0.000
7	-0.001	0.001	0.001
8	-0.001	-0.001	0.000
9	-0.006	0.007	-0.001
10	0.000	-0.009	0.002
11	0.006	0.028	0.000
12	-0.006	-0.016	0.000
13	0.000	0.004	-0.001
14	0.003	0.000	0.001

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-103.698	654.067	-191.740
15	103.710	654.052	191.698

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-		ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.01407	-0.00006	-0.00305
3	0.01182	-0.00020	0.00411
4	0.00765	0.00040	0.00566
5	0.00363	0.00239	0.00502
6	0.00113	0.00484	0.00343
7	0.00014	0.00669	0.00168
8	0.00000	0.00736	0.00000
9	-0.00014	0.00669	-0.00168
10	-0.00113	0.00484	-0.00343
11	-0.00364	0.00239	-0.00502
12	-0.00765	0.00040	-0.00566
13	-0.01182	-0.00020	-0.00411
14	-0.01407	-0.00006	0.00305

LOADING COMBINATION 7 DEAD + LIVE, CONSTRUCTION PHASE

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	478.800	97.079	3.806
1	2	-464.400	-24.059	55.609
2	2	464.400	24.059	-55.609
2	3	-339.109	86.064	-22.510
3	3	348.380	-32.145	22.510
3	4	-279.245	66.739	-62.453
4	4	286.188	22.981	62.453
4	5	-244.022	15.172	-59.413
5	5	236.770	60.967	59.413
5	6	-214.844	-28.052	-23.391
6	6	195.669	93.061	23.391
6	7	-185.929	-67.748	42.175
7	7	155.816	121.973	-42.176
7	8	-153.054	24.160	99.355
8	8	153.055	24.155	-99.355
8	9	-155.818	121.978	42.172
9	9	185.930	-67.753	-42.172
9	10	-195.670	93.065	-23.398
10	10	214.826	-28.049	23.397
10	11	-236.752	60.965	-59.416
11	11	244.045	15.169	59.415
11	12	-286.211	22.984	-62.458
12	12	279.252	66.745	62.458
12	13	-348.388	-32.151	-22.510
13	13	339.115	86.071	22.510
13	14	-464.406	24.052	55.623
14	14	464.406	-24.052	-55.623
14	15	-478.806	97.072	-3.786

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	0.000	0.000	0.000
3	0.000	0.000	0.000
4	0.001	0.000	0.000
5	0.003	-0.001	0.000
6	0.007	0.000	0.000
7	-0.007	-0.005	-0.001
8	0.001	0.001	0.000
9	0.005	-0.004	0.000
10	-0.016	0.019	-0.001
11	0.016	-0.038	-0.001
12	-0.002	0.015	0.000
13	-0.001	0.001	0.000
14	0.000	0.000	0.000

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-97.079	478.800	3.806
15	97.072	478.806	-3.786

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X- DISPLACEMENT	Y- DISPLACEMENT	ROTATION
2	-0.00009	-0.00004	0.00027
3	-0.00267	-0.00015	0.00162
4	-0.00351	-0.00006	0.00020
5	-0.00291	-0.00040	-0.00187
6	-0.00138	-0.00197	-0.00326
7	-0.00019	-0.00437	-0.00286
8	0.00000	-0.00568	0.00000
9	0.00019	-0.00437	0.00286
10	0.00138	-0.00197	0.00326
11	0.00291	-0.00040	0.00187
12	0.00351	-0.00006	-0.00020
13	0.00267	-0.00015	-0.00162
14	0.00009	-0.00004	-0.00027

LOADING COMBINATION 8 DEAD + LIVE + SEISMIC, FULL LOAD (TO FRL)

MEMBER FORCES

MEMBER	JOINT	AXIAL FORCE	SHEAR FORCE	MOMENT
1	1	578.381	305.349	406.411
1	2	-556.253	-193.455	-158.012
2	2	556.253	193.457	158.012
2	3	-381.306	5.467	33.791
3	3	377.504	54.039	-33.792
3	4	-281.949	20.713	48.807
4	4	274.513	67.594	-48.808
4	5	-217.939	19.046	69.036
5	5	213.171	49.248	-69.034
5	6	-191.691	36.372	73.896
6	6	193.440	24.672	-73.898
6	7	-195.821	66.038	58.031
7	7	206.824	-2.162	-58.022
7	8	-231.485	95.651	17.132
8	8	249.538	-19.730	-17.137
8	9	-247.250	102.385	-32.742
9	9	266.799	-20.785	32.762
9	10	-282.361	94.267	-81.537
10	10	297.900	-2.335	81.534
10	11	-331.121	66.021	-109.444
11	11	335.175	39.340	109.438
11	12	-396.139	22.817	-103.031
12	12	383.809	101.018	103.021
12	13	-475.978	-50.889	-41.921
13	13	462.222	124.476	41.921
13	14	-618.076	9.626	91.204
14	14	618.076	-9.623	-91.205
14	15	-631.324	90.556	42.119

REACTIONS AND APPLIED JOINT LOADS

FREE JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
2	-0.001	0.000	0.000
3	0.007	0.007	-0.001
4	-0.008	0.005	-0.002
5	-0.006	0.023	0.003
6	-0.113	-0.019	-0.001
7	0.174	0.042	0.009
8	-0.155	0.001	-0.005
9	0.014	0.030	0.019
10	0.213	-0.110	-0.003
11	-0.227	0.045	-0.006
12	0.094	-0.051	-0.009
13	0.004	0.002	0.000
14	0.003	0.000	-0.001

SUPPORT JOINTS

JOINT	FORCE X	FORCE Y	MOMENT Z
1	-305.349	578.381	406.411
15	90.556	631.324	42.119

FREE JOINT DISPLACEMENTS

JOINT	X-	Y-	ROTATION
	DISPLACEMENT	DISPLACEMENT	
2	0.0144	-0.00005	-0.00669
3	0.0311	-0.00018	-0.00767
4	0.03669	-0.0011	-0.00603
5	0.04029	-0.00297	-0.00373
6	0.04164	-0.00437	-0.00098
7	0.04149	-0.00413	0.00158
8	0.04115	-0.00212	0.00314
9	0.04153	0.00052	0.00306
10	0.04235	0.0022	0.00121
11	0.04213	0.00204	-0.00202
12	0.03929	0.00065	-0.00564
13	0.03357	-0.0002	-0.00809
14	0.01723	-0.00006	-0.00628

Problem solved.

5. ΜΕΛΕΤΗ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ ΜΕ Η/Υ

5.1 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 5.50 μ.

REINFORCED WINGWALLS AT MANDRIA BRIDGE

A WALL HEIGHT=5.50 m FROM TOP OF FOOTING
(COULOMB'S THEORY)

VARIABLES

W _{wall} =	unit weight of RC concrete	C35	=	24.00 KN/m ³
W _{backfill} =	unit weight of soil (γ)		=	20.00 KN/m ³
q =	Assumed uniform surcharge (see BD 37 clause 5.8.2.1)		=	12.00 KN/m ²
FS _s	factor of safety allowed against sliding		=	1.50
FS _o	factor of safety allowed against overturning		=	2.00
γ _f	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR LOADS:		=	1.50
γ _e	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Vertical)		=	1.20 (See BD 37 clause 5.8.1.2)
	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Horizontal)		=	1.50 (See BD 37 clause 5.8.1.2)
	(Note: for earth pressures the inverse of γ _f is applied on Φ)			
	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR surcharge	as for fill material	(See BD 37 clause 5.8.2.2)	
c'	soil cohesion (Assume Cohesionless Drained Conditions)		=	0.00
Φ'	angle of internal friction	35 ° factored	=	23.33 degrees = 0.4072 rad.
δ	friction between wall and soil		=	0.00 degrees = 0 rad.
H	wall height above base		=	5.50 m
TB	base thickness		=	0.90 m
H _{soil}	Min. height of soil in Passive side		=	1.50 m
B _o	wall thickness at top		=	0.30 m
B _U	Width of base at bottom		=	4.00 m
B _R	Width of base at top		=	3.40 m
h _f	front slope, horizontal distance		=	0.00 m
V _f	front slope, vertical distance		=	10.00 m
x _w	Widening at wall root (tapered)		=	0.00 m
x _w	Alternative widening at wall root (stepped)		=	0.30 m
V ₂	Height to step		=	2.25 m
h _b	back slope, horizontal distance		=	0.00 m
V _b	back slope, vertical distance		=	10.00 m
α	back slope angle (calculated)		=	1.570796 radians = 90 deg.
V _s	soil surface slope, vertical distance		=	0.00 m
h _s	soil surface slope, horizontal distance		=	1.00 m
B	soil slope		=	0.000000 radians = 0 deg.
K _a	$\left(\frac{\sin(\alpha - \Phi) / \sin \alpha}{\text{SQRT}(\sin(\alpha + \delta)) + \text{SQRT}(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - B) / (\sin(\alpha - B)))} \right)^2$			= 0.43
K _p	$\frac{(1 + \sin \Phi)}{(1 - \sin \Phi)}$			= 2.31
Pa ₁	0.5 K _a · γ · (H+TB) ²		=	177.19 KN/m
Pa ₂ (surcharge)	K _a · q · (H+TB)		=	33.22 KN/m
P _p	0.5 K _p · γ · (Hsoil) ²		=	52.01 KN/m
Pa ₁ acts at 1/3 (H+TB) and at angle	above the normal, above the horizontal,	θ _n = θ _h =		0.00 degrees = 0.000000 radians 0.00 degrees = 0.000000 radians

Additional effects from accidental horizontal load applied at the top of the parapet.

Pacc= Transverse collision load at top of parapet = 500 KN per 3m length see BD37 clause 6.7.2
 Pacc per m at top of parapet = 166.67 KN/m

PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load = 1.4 for local effects, see BD37 clause 6.7.1.4
 PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load = 1.0 for global effects, see BD37 clause 6.7.2.4
 Hp= Height of parapet above FRL = 0.9 m

For global effects, the additional collision load is considered distributed at the root of the wall over the whole length of the wall section considered (6m)
 Pacc= Additional collision force per metre of wall= 27.78 KN/m at base

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About X (back)
Pacc = 27.78	7.30	202.78
Pa1 COS Θ h = 177.19	2.13	378.00
Pa2 COS Θ h = 33.22	3.20	106.31
Pp = -52.01	0.500	-26.01
Rh = <u>186.17</u>		
Pa1 SIN Θ h = 0.00	3.70	0.00
W(1) stem = 59.40	3.85	228.89
W(2) widening = 0.00	3.70	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening = 24.30	3.55	86.27
W(3) base = 129.60	2.000	259.20
W(4) surcharct = 48.96	2.000	97.92
W(5) backfill = 468.60	1.775	831.77
Rv = <u>730.86</u>		M = <u>2164.92</u>

Lever arm of base resultant, M/Rv = 2164.92 / 730.86 = 2.96

Eccentricity of base reaction, e = $\frac{M}{Rv} - \frac{BU}{2} = 0.962 < BU/6 = 0.667$ NOT OK

For e>BU/6 use these formulas: Pmax=4Rv/(3*(BU-2*e)) = 469.47 KN/m² Factored = 312.98 KN/m²
 Pmin = 0.00 KN/m²
 Width of contact area: x=3(BU/2-e) = 3.11 m

The factor of safety against sliding is given by $F = \frac{Pp+Rv \cdot \tan \Phi}{Pa1+Pa2+Pacc} = 1.54$ OK

CHECK BEARING PRESSURES USING TERZAKI'S EQUATION

Maximum allowed Bearing Capacity, q = $\gamma \cdot D_f \cdot N_q + cN_c + 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_\gamma$ for $\Phi = 23.33$ deg.
 c=0 Df=0 ==> q = 0.5 BU · $\gamma \cdot N_\gamma = 0.5 \times 4.00 \times 20.00 = 42.40$ (From graph)
 q = 1696 KN/m² therefore O.K.

CHECK FACTOR OF SAFETY AGAINST OVERTURNING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About O (front)
Pacc = 27.78	7.30	-202.78
Pa1 COS Θ h = 177.19	2.13	-378.00
Pa2 COS Θ h = 33.22	3.20	-106.31
Pp = -52.01	0.500	26.01
Rh = <u>158.40</u>		
Pa1 SIN Θ h = 0.00	0.30	0.00
W(1) stem = 59.40	0.15	8.91
W(2) widening = 0.00	0.30	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening = 24.30	0.45	10.94
W(3) base = 129.60	2.000	259.20
W(4) surcharct = 48.96	2.000	97.92
W(5) backfill = 468.60	2.23	1042.64
Rv = <u>730.86</u>		M = <u>758.52</u>

Factor against Overturning : $\frac{\Sigma M \text{ stabilizing}}{\Sigma M \text{ overturning}} = \frac{1445.61}{687.09} = 2.10$ OK

EARTHQUAKE CHECK

(MONONOBE - OCABE)

VARIABLES

$K_h =$ Factor of horizontal seismic acceleration = 0.15 as specified
 $K_v =$ Factor of vertical seismic acceleration = 0.05
 ($K_v = K_h/3$)
 $K =$ $K_h/(1-K_v)$ = 0.15789
 $\theta =$ atan K = 0.1566 radians = 8.97 degrees
 $\psi =$ $\alpha-90$ = 0 radians = 0.00 degrees
 $K_{\alpha\sigma} = \frac{\cos 2(\phi-\psi)}{\cos \theta \cdot \cos 2\psi \cdot \cos(\delta+\psi+\theta) \cdot (1+\text{SQRT}(\frac{\sin(\phi+\delta) \cdot \sin(\phi-\theta-B)}{\cos(\zeta+\psi+\theta) \cdot \cos(B-\psi)})^2)}$ = 0.5559 0.099455

$P_{a1\sigma} = 0.5(1-K_v) \cdot K_{\alpha\sigma} \cdot \gamma \cdot (H+TB)^2 = 216.33 \text{ KN/m}$
 $P_{p\sigma} = 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (H_{\text{soil}})^2 = 52.01 \text{ KN/m}$

P_{a1} acts at $1/3(H+TB)$ above the normal, $\theta_n = 0.00 \text{ degrees} = 0.000000 \text{ radians}$
 and at angle above the horizontal, $\theta_h = 0.00 \text{ degrees} = 0.000000 \text{ radians}$

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About X (back)
$P_{a1} \cos \theta_h = 216.33$	2.13	461.50
$P_{p\sigma} = -52.01$	0.50	-26.01
$W(1) \times K_h = 8.91$	3.65	32.52
$W(2) \times K_h = 0.00$	2.73	0.00 or see next line for alternative widening (step)
$W(2) \times K_h = 3.65$	2.03	7.38
$W(3) \times K_h = 19.44$	0.45	8.75
$W(5) \times K_h = 102.29$	3.65	373.34
$R_h = 298.59$		
$P_{a1} \sin \theta_h = 0.00$	3.70	0.00
$W(1) \text{ stem} = 59.40$	3.85	228.69
$W(2) \text{ widening} = 0.00$	3.70	0.00 or see next line for alternative widening (step)
$W(2) \text{ widening} = 24.30$	3.55	86.27
$W(3) \text{ base} = 129.60$	2.00	259.20
$W(5) \text{ backfill} = 468.60$	1.78	831.77
$R_v = 681.90$		$M = 2263.40$

Lever arm of base resultant, $M/R_v = 2263.40 / 681.90 = 3.32$

Eccentricity of base reaction, $e = \frac{M}{R_v} - \frac{BU}{2} = 1.32 < BU/6 = 0.667$ NOT OK

For $e > BU/6$ use these formulas:
 $P_{\max} = 4R_v / (3 \cdot (BU - 2 \cdot e)) = 667.80 \text{ KN/m}^2$ Factored = 445.20 KN/m^2
 $P_{\min} = 0.00 \text{ KN/m}^2$
 Width of contact area: $x = 3(BU/2 - e) = 2.04 \text{ m}$

The factor of safety against sliding is given by $F = \frac{P_{p\sigma} + R_v \cdot \tan \phi}{P_{a1\sigma}} = 1.600$ OK

CHECK BEARING PRESSURES USING TERZAKI'S EQUATION

Maximum allowed Bearing Capacity, $q = \gamma \cdot D_f \cdot N_q + c \cdot N_c + 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_y$ for $\phi = 23.33 \text{ deg.}$
 $c=0 \quad D_f=0 \implies q = 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_y = 0.5 \times 4.00 \times 20.00 = 42.40$ (From graph)
 $q = 1696 \text{ KN/m}^2$ therefore O.K.

CHECK FACTOR OF SAFETY AGAINST OVERTURNING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm)- About O (front)
Pa1 COS θh = 216.33	2.13	-461.50
Ppσ = -52.01	0.50	26.01
W(1) x Kh = 8.91	3.85	-32.52
W(2) x Kh = 0.00	2.73	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) x Kh = 3.65	2.03	-7.38
W(3) x Kh = 19.44	0.45	-8.75
W(5) x Kh = 102.29	3.65	-373.34
Rh = 298.59		
Pa1 SIN θh = 0.00	0.30	0.00
W(1) stem = 59.40	0.15	8.91
W(2) widening = 0.00	0.30	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening = 24.30	0.45	10.94
W(3) base = 129.60	2.00	259.20
W(5) backfill = 468.60	2.23	1042.64
Rv = 681.90		M = 464.20

Factor against Overturning : $\frac{\Sigma M \text{ stabilizing}}{\Sigma M \text{ overturning}} = \frac{1347.69}{883.49} = 1.53$ NOT OK but accepted for earthquake

REINFORCEMENT

At wall root (ignore positive contribution of passive earth)

Pa1 = $0.5 K_a \gamma_c (H)^2$	= 130.86 KN/m	
Pa2(surcharge) = $(K_a q_c H)$	= 28.55 KN/m	
Pacc = $Pa1 \cdot H/3 + Pa2 \cdot H/2 + Pacc \cdot (H + H_p)$	= 27.78 KN/m	
Ma = $Pa1 \cdot H^3/3 + Pa2 \cdot H^2/2 + Pacc \cdot (H + H_p)$	= 470.02 KN.m	use this value
For Earthquake: Paσ = $0.5 (1 - K_v) K_a \sigma_v (H)^2$	= 159.76 KN	
Ma = $P_a \sigma \cdot 0.5 H$	= 439.35 KN.m	
d =	= 0.55 m	
As req. = $\frac{2308}{1000} \text{ mm}^2$	use this value	
Asmin (wall) = $0.25\% b d$	= 1375 mm ²	use Y25/150 3272 mm ² for inner side
Asc min = $0.25\% b d$	= 1375 mm ²	use Y20/150 2094 mm ² for outer side
Distribution reinf.: $0.15\% b d$	= 825 mm ²	use Y12/200 565 mm ² each face

Shear Check: $P = Pa1 + Pa2 + Pacc = 187.18 \text{ KN}$ use this value
 $P_a \sigma = 159.76 \text{ KN}$ ignore

$$v = P / (b \cdot d) = \frac{187.18 \times 10^3}{(1000 \times 550)} = 0.340$$

$$\frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 3272}{1000 \times 550} = 0.59$$

For d = 550 Table 3.9 BS8110, $v_c = 0.55 \text{ N/mm}^2 > 0.34 \text{ N/mm}^2$ O.K.

Check span/effective depth ratio

max l/d = 7 (BS8110 Table 3.10)

modf1 = Mod.factor for tension reinf. = 1.32 (see steel calc)
 Max. modf1 = 2
 modf2 = Mod.factor for compression reinf. = 1.113
 Max. modf2 = 1.5

$$d_{min} = \frac{H}{7 \cdot \text{modf1} \cdot \text{modf2}} = 534.99 \text{ O.K.}$$

REFERENCES:

1. SOIL MECHANICS (Fourth Edition), by R. F. Craig
2. ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

5.2 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 3.25 μ.

REINFORCED WINGWALLS AT MANDRIA BRIDGE

B. WALL HEIGHT=3.25 m FROM TOP OF FOOTING
(COULOMB'S THEORY)

VARIABLES

W_{wall}	=	unit weight of RC concrete	C35	=	24.00 KN/m ³	
$W_{backfill}$	=	unit weight of soil (γ)		=	20.00 KN/m ³	
q	=	Assumed uniform surcharge (see BD 37 clause 5.8.2.1)		=	12.00 KN/m ²	
FS_s	=	factor of safety allowed against sliding		=	1.50	
FS_o	=	factor of safety allowed against overturning		=	2.00	
γ_f	=	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR LOADS:		=	1.50	
γ_{fe}	=	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Vertical)		=	1.20 (See BD 37 clause 5.8.1.2)	
	=	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Horizontal)		=	1.50 (See BD 37 clause 5.8.1.2)	
		(Note: for earth pressures the inverse of γ_f is applied on Φ)				
		PARTIAL SAFETY FACTOR FOR surcharge		as for fill material	(See BD 37 clause 5.8.2.2)	
c'	=	soil cohesion (Assume Cohesionless Drained Conditions)		=	0.00	
Φ'	=	angle of internal friction	35 ° factored	=	23.33 degrees = 0.4072 rad.	
δ	=	friction between wall and soil		=	0.00 degrees = 0 rad.	
H	=	wall height above base		=	3.25 m	
TB	=	base thickness		=	0.70 m	
H_{soil}	=	Min. height of soil in Passive side		=	1.50 m	
B_o	=	wall thickness at top		=	0.30 m	
B_U	=	Width of base at bottom		=	3.00 m	
B_R	=	Width of base at top		=	2.60 m	
h_f	=	front slope, horizontal distance		=	0.00 m	
V_f	=	front slope, vertical distance		=	10.00 m	
x_w	=	Widening at wall root (tapered)		=	0.00 m	
x_w	=	Alternative widening at wall root (stepped)		=	0.10 m	
$V_f/2$	=	Height to step		=	1.50 m	
h_b	=	back slope, horizontal distance		=	0.00 m	
V_b	=	back slope, vertical distance		=	10.00 m	
α	=	back slope angle (calculated)		=	1.570796 radians = 90 deg.	
V_s	=	soil surface slope, vertical distance		=	0.00 m	
h_s	=	soil surface slope, horizontal distance		=	1.00 m	
β	=	soil slope		=	0.000000 radians = 0 deg.	
K_a	=	$\left(\frac{\sin(\alpha - \Phi) / \sin \alpha}{\text{SQRT}(\sin(\alpha + \delta)) + \text{SQRT}(\sin(\Phi + \delta) \cdot \sin(\Phi - \beta) / (\sin(\alpha - \beta)))} \right)^2$			=	0.43
K_p	=	$\frac{(1 + \sin \Phi)}{(1 - \sin \Phi)}$			=	2.31
Pa_1	=	$0.5 K_a \gamma (H + TB)^2$	=	67.49 KN/m		
$Pa_2(\text{surcharge})$	=	$K_a q (H + TB)$	=	20.50 KN/m		
P_p	=	$0.5 K_p \gamma (H_{soil})^2$	=	52.01 KN/m		
Pa_1 acts at $1/3 (H + TB)$ and at angle		above the normal, above the horizontal,	Θ_n =	0.00 degrees = 0.000000 radians	Θ_h =	0.00 degrees = 0.000000 radians

Additional effects from accidental horizontal load applied at the top of the parapet

Pacc= Transverse collision load at top of parapet = 500 KN per 3m length see BD37 clause 6.7.2
 Pacc per m at top of parapet = 166.67 KN/m

PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load = 1.4 for local effects, see BD37 clause 6.7.1.4
 PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load = 1.0 for global effects, see BD37 clause 6.7.2.4
 Hp= Height of parapet above FRL = 0.9 m

For global effects, the additional collision load is considered distributed at the root of the wall over the whole length of the wall section considered (6m)
 Pacc= Additional collision force per metre of wall= 27.78 KN/m at base

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About X (back)
Pacc = 27.78	4.85	134.72
Pa1 COS Θ_h = 67.49	1.32	88.87
Pa2 COS Θ_h = 20.50	1.98	40.50
Pp = -52.01	0.500	-26.01
Rh = <u>63.76</u>		
Pa1 SIN Θ_h = 0.00	2.70	0.00
W(1) stem = 35.10	2.85	100.04
W(2) widening = 0.00	2.70	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening = 5.40	2.65	14.31
W(3) base = 75.60	1.500	113.40
W(4) surcharch = 37.44	1.500	56.16
W(5) backfill = 206.70	1.325	273.88
Rv = <u>360.24</u>		M = <u>795.86</u>

Lever arm of base resultant, M/Rv = 795.86 / 360.24 = 2.21

Eccentricity of base reaction, e = $\frac{M}{Rv} - \frac{BU}{2} = 0.709 < BU/6 = 0.500$ NOT OK

For e>BU/6 use these formulas: Pmax=4Rv/(3*(BU-2*e)) = 303.71 KN/m² Factored = 202.48 KN/m²
 Pmin = 0.00 KN/m²
 Width of contact area: x=3*(BU/2-e) = 2.37 m

The factor of safety against sliding is given by $F = \frac{Pp + Rv \cdot \tan \Phi}{Pa1 + Pa2 + Pacc} = 1.79$ OK

CHECK BEARING PRESSURES USING TERZAKI'S EQUATION

Maximum allowed Bearing Capacity, q = $\gamma \cdot D_f \cdot N_q + c \cdot N_c + 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_y$ for $\Phi = 23.33$ deg.
 c=0 Df=0 ==> q = 0.5 BU.y. Ny = 0.5 x 3.00 20.00 42.40 (From graph)
 q = 1272 KN/m² therefore O.K.

CHECK FACTOR OF SAFETY AGAINST OVERTURNING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About O (front)
Pacc = 27.78	4.85	-134.72
Pa1 COS Θ_h = 67.49	1.32	-88.87
Pa2 COS Θ_h = 20.50	1.98	-40.50
Pp = -52.01	0.500	26.01
Rh = <u>35.99</u>		
Pa1 SIN Θ_h = 0.00	0.30	0.00
W(1) stem = 35.10	0.15	5.27
W(2) widening = 0.00	0.30	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening = 5.40	0.35	1.89
W(3) base = 75.60	1.500	113.40
W(4) surcharch = 37.44	1.500	56.16
W(5) backfill = 206.70	1.68	346.22
Rv = <u>360.24</u>		M = <u>284.86</u>

Factor against Overturning : $\frac{\Sigma M_{stabilizing}}{\Sigma M_{overturning}} = \frac{548.94}{264.09} = 2.06$ OK

EARTHQUAKE CHECK

(MONONOBE - OCABE)

VARIABLES

$$\begin{aligned}
 K_h &= \text{Factor of horizontal seismic acceleration} &= & 0.15 \text{ as specified} \\
 K_v &= \text{Factor of vertical seismic acceleration} &= & \\
 & \quad (K_v = K_h/3) &= & 0.05 \\
 K &= K_h/(1-K_v) &= & 0.15789 \\
 \theta &= \text{atan } K &= & 0.1566 \text{ radians} = 8.97 \text{ degrees} \\
 \psi &= \alpha - 90 &= & 0 \text{ radians} = 0.00 \text{ degrees} \\
 K_{\alpha\alpha} &= \frac{\cos 2(\phi - \beta - \psi)}{\cos \theta \cdot \cos 2\psi \cdot \cos(\delta + \psi + \theta) \cdot (1 + \text{SQRT}(\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \theta - \beta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\beta - \psi)})^2)} &= & 0.5559 \quad 0.099455
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{a1\sigma} &= 0.5 (1 - K_v) \cdot K_{\alpha\alpha} \cdot \gamma \cdot (H + TB) &= & 82.40 \text{ KN/m} \\
 P_{p\sigma} &= 0.5 \cdot K_p \cdot \gamma \cdot (H_{\text{soil}})^2 &= & 52.01 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{a1} \text{ acts at } 1/3(H + TB) \text{ and at angle } & \text{above the normal,} & \theta_n &= 0.00 \text{ degrees} = 0.000000 \text{ radians} \\
 & \text{above the horizontal,} & \theta_h &= 0.00 \text{ degrees} = 0.000000 \text{ radians}
 \end{aligned}$$

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING

Force per m (KN)	Arm	Moment per m (KNm), About X (back)
$P_{a1} \cos \theta_h$	82.40	1.32
$P_{p\sigma}$	-52.01	0.50
$W(1) \times Kh$	5.27	2.33
$W(2) \times Kh$	0.00	1.78
$W(2) \times Kh$	0.81	1.45
$W(3) \times Kh$	11.34	0.35
$W(5) \times Kh$	48.42	2.33
$R_h =$	<u>96.23</u>	
$P_{a1} \sin \theta_h$	0.00	2.70
$W(1) \text{ stem}$	35.10	2.85
$W(2) \text{ widening}$	0.00	2.70
$W(2) \text{ widening}$	5.40	2.65
$W(3) \text{ base}$	75.60	1.50
$W(5) \text{ backfill}$	206.70	1.33
$R_v =$	<u>322.80</u>	$M =$ <u>714.08</u>

$$\text{Lever arm of base resultant, } M/R_v = \frac{714.08}{322.80} = 2.21$$

$$\text{Eccentricity of base reaction, } e = \frac{M}{R_v} - \frac{BU}{2} = 0.71 < BU/6 = 0.5 \text{ NOT OK}$$

$$\begin{aligned}
 \text{For } e > BU/6 \text{ use these formulas: } & P_{\max} = 4R_v/(3 \cdot (BU - 2 \cdot e)) = 273.14 \text{ KN/m}^2 \text{ Factored} = 182.09 \text{ KN/m}^2 \\
 & P_{\min} = 0.00 \text{ KN/m}^2 \\
 \text{Width of contact area: } & x = 3(BU/2 - e) = 2.36 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{The factor of safety against sliding is given by } F = \frac{P_{p\sigma} + R_v \cdot \tan \phi}{P_{a1\sigma}} = 2.321 \quad \text{OK}$$

CHECK BEARING PRESSURES USING TERZAKI'S EQUATION

$$\begin{aligned}
 \text{Maximum allowed Bearing Capacity, } q &= \gamma \cdot D_f \cdot N_q + c N_c + 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} \quad \text{for } \phi = 23.33 \text{ deg.} \\
 c=0 \quad D_f=0 \implies & q = 0.5 \cdot BU \cdot \gamma \cdot N_{\gamma} = 0.5 \times 3.00 \times 20.00 = 42.40 \text{ (From graph)} \\
 q &= 1272 \text{ KN/m}^2 \quad \text{therefore O.K.}
 \end{aligned}$$

CHECK FACTOR OF SAFETY AGAINST OVERTURNING

Force per m (KN)		Arm	Moment per m (KNm), About O (front)	
Pa1 COS Øh	=	82.40	1.32	-108.50
Ppσ	=	-52.01	0.50	26.01
W(1) x Kh	=	5.27	2.33	-12.24
W(2) x Kh	=	0.00	1.78	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) x Kh	=	0.81	1.45	-1.17
W(3) x Kh	=	11.34	0.35	-3.97
W(5) x Kh	=	48.42	2.33	-112.58
Rh	=	<u>96.23</u>		
Pa1 SIN Øh	=	0.00	0.30	0.00
W(1) stem	=	35.10	0.15	5.27
W(2) widening	=	0.00	0.30	0.00 or see next line for alternative widening (step)
W(2) widening	=	5.40	0.35	1.89
W(3) base	=	75.60	1.50	113.40
W(5) backfill	=	206.70	1.68	346.22
Rv	=	<u>322.80</u>		M = <u>254.32</u>

Factor against Overturning : $\frac{\Sigma M_{stabilizing}}{\Sigma M_{overturning}} = \frac{492.78}{238.46} = 2.07$ OK

REINFORCEMENT

At wall root (Ignore positive contribution of passive earth)

Pa1 =	$0.5 K_a \gamma (H)^2$	=	45.69	KN
Pa2(surcharge)=	$(K_a q H)$	=	16.87	KN/m
Pacc=		=	27.78	KN/m
Ma =	$Pa1 \cdot H/3 + Pa2 \cdot H/2 + Pacc \cdot (H + H_p)$	=	183.05	KN.m use this value
For Earthquake:	Pacσ = $0.5 (1 - K_v) K_{a\sigma} \gamma (H)^2$	=	55.79	KN
	Ma = Pax0.5H	=	90.65	KN.m
d=		=	0.35	m
As req. =	$\frac{1265}{mm^2}$	use this value		
Asmin (wall)=	0.25%bd = $\frac{875}{mm^2}$	use	Y20/150	2094 mm ² for inner side
Asc min=	0.25%bd = $\frac{875}{mm^2}$	use	Y14/150	1027 mm ² for outer side
Distribution reinf.: 0.15% bd=	$\frac{525}{mm^2}$	use	Y10/200	392 mm ² each face

Shear Check: $P = Pa1 + Pa2 + Pacc = 90.34$ KN use this value
 $Pac\sigma = 55.79$ KN ignore

$$v = P / (b \cdot d) = \frac{90.34 \times 10^3}{(1000 \times 350)} = 0.258$$

$$\frac{100 A_s}{b \cdot d} = \frac{100 \times 2094}{1000 \times 350} = 0.60$$

For d = 350 Table 3.9 BS8110,
 $v_c = 0.55$ N/mm² > 0.258 N/mm² O.K.

Check span/effective depth ratio

max l/d = 7 (BS8110 Table 3.10)

modf1= Mod.factor for tension reinf.= 1.553 (see steel calc)
 Max. modf1= 2
 modf2= Mod.factor for compression reinf.= 1.089
 Max. modf2= 1.5

$$d_{min} = \frac{H}{7 \cdot \text{modf1} \cdot \text{modf2}} = 274.50 \text{ O.K.}$$

REFERENCES:

1. SOIL MECHANICS (Fourth Edition). by R. F. Craig
2. ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

5.3 ΤΟΙΧΟΣ ΥΨΟΥΣ 1.50μ. ΚΑΙ ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΣΤΗΘΑΙΟΥ

REINFORCED WINGWALLS AT MANDRIA BRIDGE

C. WALL HEIGHT=1.50 m FROM TOP OF ARCH AT CROWN
(COULOMB'S THEORY)

VARIABLES

Wwall =	unit weight of RC concrete	C35	=	24.00 KN/m ³	
Wbackfill =	unit weight of soil (γ)		=	20.00 KN/m ³	
q =	Assumed uniform surcharge (see BD 37 clause 5.8.2.1)		=	12.00 KN/m ²	
FSs	factor of safety allowed against sliding		=	1.50	
FSo	factor of safety allowed against overturning		=	2.00	
γf=	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR LOADS:		=	1.50	
γfe=	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Vertical)		=	1.20 (See BD 37 clause 5.8.1.2)	
	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR fill material (Horizontal)		=	1.50 (See BD 37 clause 5.8.1.2)	
	(Note: for earth pressures the inverse of γf is applied on Φ)				
	PARTIAL SAFETY FACTOR FOR surcharge	as for fill material		(See BD 37 clause 5.8.2.2)	
c' =	soil cohesion (Assume Cohesionless Drained Conditions)		=	0.00	
Φ' =	angle of internal friction	35 ° factored	=	23.33 degrees = 0.4072 rad,	
δ =	friction between wall and soil		=	0.00 degrees = 0 rad,	
H =	wall height above base		=	1.50 m	
TB =	base thickness		=	0.00 m	
Hsoil =	Min. height of soil in Passive side		=	0.00 m	
Bo =	wall thickness at top		=	0.30 m	
BU =	Width of base at bottom		=	0.30 m	no base
BR =	Width of base at top		=	0.00 m	
hf =	front slope, horizontal distance		=	0.00 m	
Vf =	front slope, vertical distance		=	10.00 m	
xw =	Widening at wall root (tapered)		=	0.00 m	
xw =	Alternative widening at wall root (stepped)		=	0.00 m	
Vf2=	Height to step		=	0.00 m	
hb =	back slope, horizontal distance		=	0.00 m	
Vb =	back slope, vertical distance		=	10.00 m	
α =	back slope angle (calculated)		=	1.570796 radians = 90 deg.	
Vs =	soil surface slope, vertical distance		=	0.00 m	
hs =	soil surface slope, horizontal distance		=	1.00 m	
B =	soil slope		=	0.000000 radians = 0 deg.	
Ka =	$\left(\frac{\sin(\alpha-\Phi)/\sin\alpha}{\text{SQRT}(\sin(\alpha+\delta)) + \text{SQRT}(\sin(\Phi+\delta)\sin(\Phi-B)/\sin(\alpha-B))} \right)^2$			=	0.43
Kp =	$\frac{(1+\sin\Phi)}{(1-\sin\Phi)}$			=	2.31
Pa1 =	0.5 Ka.γ.(H+TB) ²	=	9.73	KN/m	
Pa2(surcharge)=	Ka.q.(H+TB)	=	7.79	KN/m	
Pp =	0.5 Kp.γ.(Hsoil) ²	=	0.00	KN/m	
Pa1 acts at 1/3 (H+TB)	above the normal,	Θn =	0.00 degrees =	0.000000 radians	
and at angle	above the horizontal,	Θh =	0.00 degrees =	0.000000 radians	
<u>Additional effects from accidental horizontal load applied at the top of the parapet.</u>					
Pacc=	Transverse collision load at top of parapet	=	500	KN per 3m length	see BD37 clause 6.7.2
Pacc per m at top of parapet		=	166.67	KN/m	
PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load		=	1.4	for local effects, see BD37 clause 6.7.1.4	
PARTIAL SAFETY FACTOR for accidental collision load		=	1.0	for global effects, see BD37 clause 6.7.2.4	
Hp=	Height of parapet above FRL	=	0.9	m	

For global effects, the additional collision load is considered distributed at the root of the wall over the whole length of the wall section considered (3m

Pacc= Additional collision force per metre of wall= 55.56 KN/m at base

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING

(not required. The wall upstand from arch)

EARTHQUAKE CHECK

(MONONDBE - OCABE)

VARIABLES

Kh =	Factor of horizontal seismic acceleration	=	0.15 as specified	
Kv =	Factor of vertical seismic acceleration	=	0.05	
	(Kv=Kh/3)	=	0.15789	
K =	Kh/(1-Kv)	=	0.15789	
Θ =	atan K	=	0.1566 radians =	8.97 degrees
Ψ =	α-90	=	0 radians =	0.00 degrees
Kαα =	$\frac{\cos^2(\varphi-\psi)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta+\psi+\theta) (1+\text{SQRT}(\frac{\sin(\varphi+\delta) \sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos(\delta+\psi+\theta) \cos(\beta-\psi)})^2}$	=	0.5559	0.099455
Pa1σ =	0.5 (1-Kv) . Kαα .γ.(H+TB) 2	=	11.88	KN/m
Ppσ =	0.5 .Kp .γ.(Hsoil) 2	=	0.00	KN/m
Pa1 acts at 1/3(H+TB)	above the normal,	Θn =	0.00 degrees =	0.000000 radians
and at angle	above the horizontal,	Θh =	0.00 degrees =	0.000000 radians

CHECK BEARING PRESSURES & FACTOR OF SAFETY AGAINST SLIDING (not required)

REINFORCEMENT

At wall root				
Pa1 =	0.5 Ka .γ.(H) 2	=	9.73	KN
Pa2(surcharge)=	(Ka .q.H)	=	7.79	KN/m
Pacc=		=	55.56	KN/m
Ma =	Pa1*H/3+Pa2*H/2+Pacc*(H+Hp)	=	142.09	KN.m use this value
For Earthquake:	Pασ = 0.5 (1-Kv) .Kαα .γ.(H) 2	=	11.88	KN
	Ma = Pax0.5H	=	8.91	KN.m
d=		=	0.25	m
	As req. =		1418	mm ² use this value
Asmin (wall)=	0.25%bd	=	625	mm ² use Y20/150 2094 mm ² for inner side
Asc min=	0.25%bd	=	625	mm ² use Y14/150 1027 mm ² for outer side
Distribution reinf.:	0.15% bd=		375	mm ² use Y10/200 392 mm ² each face
Shear Check:				
	P = Pa1+Pa2 +Pacc=		73.08	KN use this value
	Pασ =		11.88	KN ignore
v = P/ (b.d) =	$\frac{73.08 \times 10^3}{(1000 \times 250)}$	=	0.292	
$\frac{100 A_s}{b.d}$	$\frac{100 \times 2094}{1000 \times 250}$	=	0.84	
For d = 250 mm	Table 3.9 BS8110,			
vc = 0.55 N/mm2	> 0.292	N/mm2		O.K.

Check moment transfer to arch:

For Tw=	Arch thickness	=	250	mm
d=		=	200	mm
Ma=	Moment at wall root	=	142.09	KN.m
	As req. =		1876	mm ²
Asmin (slab)=	0.15%bd	=	300	mm ² use Y20/150 2094 mm ² at top
Asc min=	0.15%bd	=	300	mm ² use Y12/200 565 mm ² at bottom

Check span/effective depth ratio

max l/d =		=	7	(BS8110 Table 3.10)
modf1=	Mod.factor for tension reinf.=	=	1.24	(see steel calc)
Max. modf1=		=	2	
modf2=	Mod.factor for compression reinf.=	=	1.120	
Max. modf2=		=	1.5	

$$d_{min} = \frac{H}{7 \cdot \text{modf1} \cdot \text{modf2}} = 154.23 \text{ O.K.}$$

Check reinforcement at base of high containment parapet

$$\begin{aligned} P_{acc} &= &= & 77.78 \text{ KN/m} \\ M_a &= &= & 70.00 \text{ KN.m} \\ d &= &= & 0.25 \text{ m} \quad (\text{effective, ignoring overhang}) \\ & & & \text{use this value} \\ A_{s \text{ req.}} &= &= & 668 \text{ mm}^2 \\ A_{s \text{ min (wall)}} &= 0.25\%bd &= & 625 \text{ mm}^2 \quad \text{use Y14/150} \quad 1027 \text{ mm}^2 \text{ for inner side} \\ A_{s \text{ min}} &= 0.25\%bd &= & 625 \text{ mm}^2 \quad \text{use Y12/150} \quad 753 \text{ mm}^2 \text{ for outer side} \end{aligned}$$

Shear Check: $P = P_{acc} = 77.78 \text{ KN}$

$$v = P / (b.d) = \frac{77.78 \times 10^3}{(1000 \times 250)} = 0.311$$

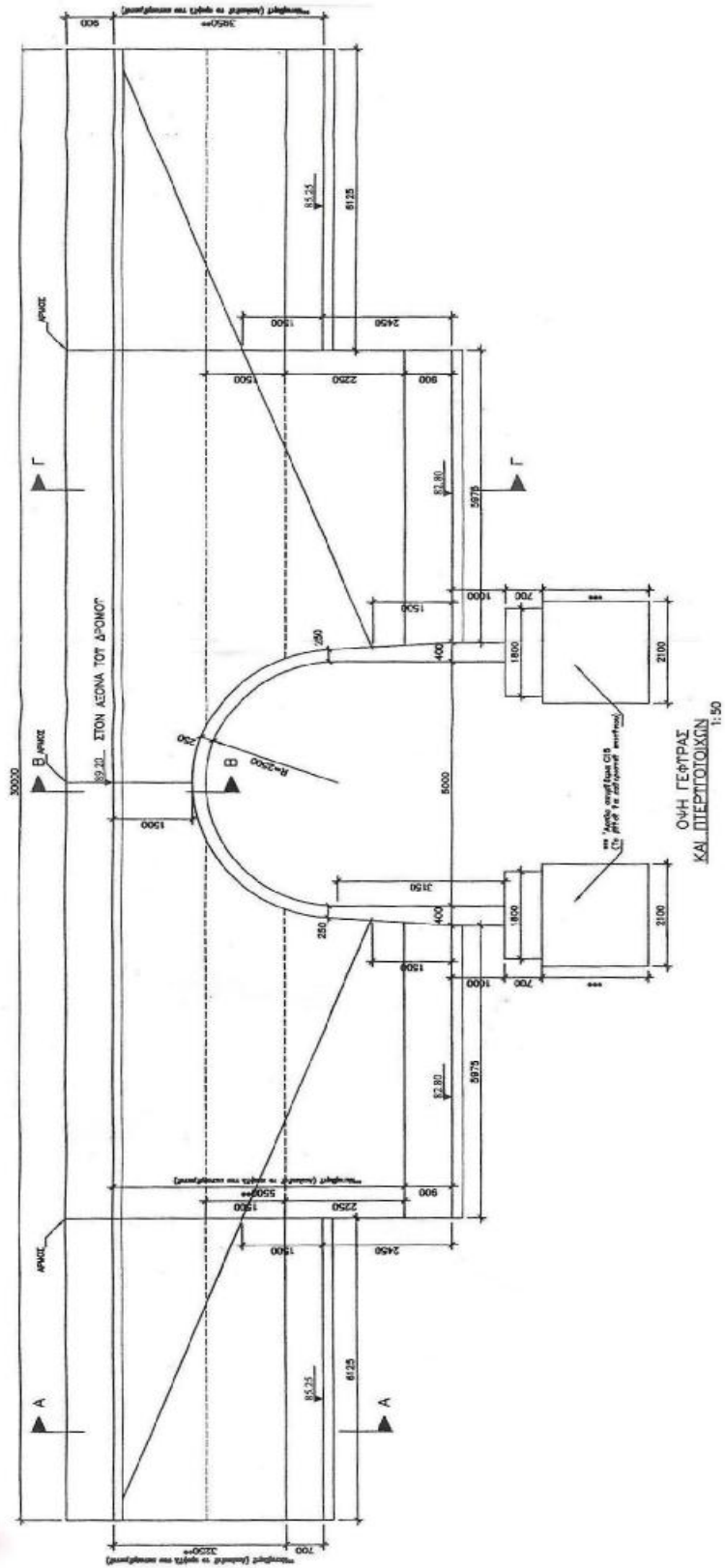
$$\frac{100 A_s}{b.d} = \frac{100 \times 1027}{1000 \times 250} = 0.41$$

For $d = 250 \text{ mm}$ Table 3.9 BS8110,
 $v_c = 0.52 \text{ N/mm}^2 > 0.311 \text{ N/mm}^2 \text{ O.K.}$

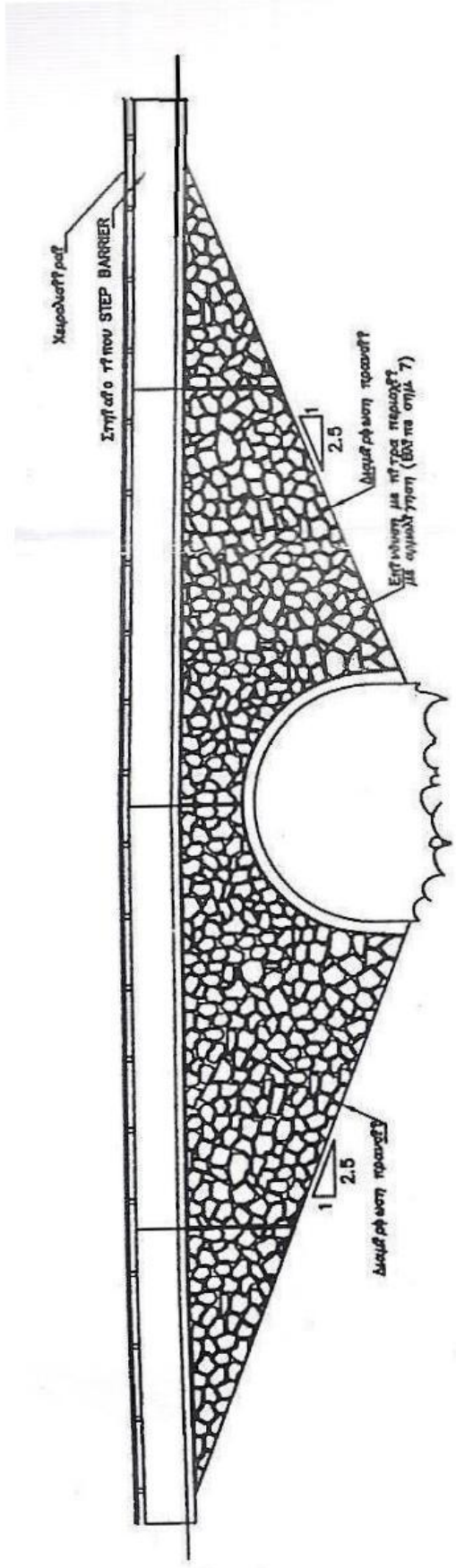
REFERENCES:

1. SOIL MECHANICS (Fourth Edition), by R. F. Craig
2. ΝΕΟΣ ΕΛΛΗΝΙΚΟΣ ΑΝΤΙΣΕΙΣΜΙΚΟΣ ΚΑΝΟΝΙΣΜΟΣ

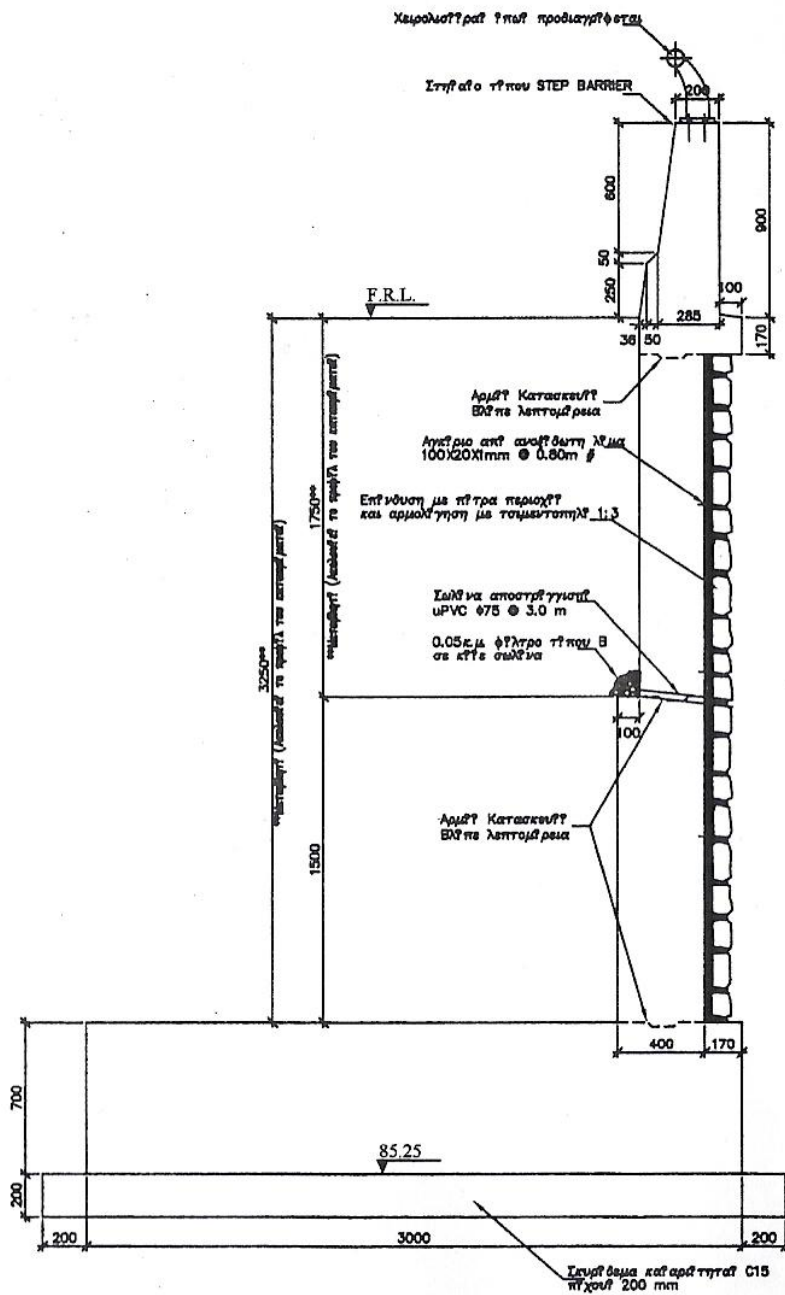
**6. ΤΕΧΝΙΚΑ ΣΧΕΔΙΑ ΜΕΛΕΤΗΣ
ΤΗΣ ΤΟΞΩΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ
ΚΑΙ ΠΤΕΡΥΓΟΤΟΙΧΩΝ**



Σχ.6.1

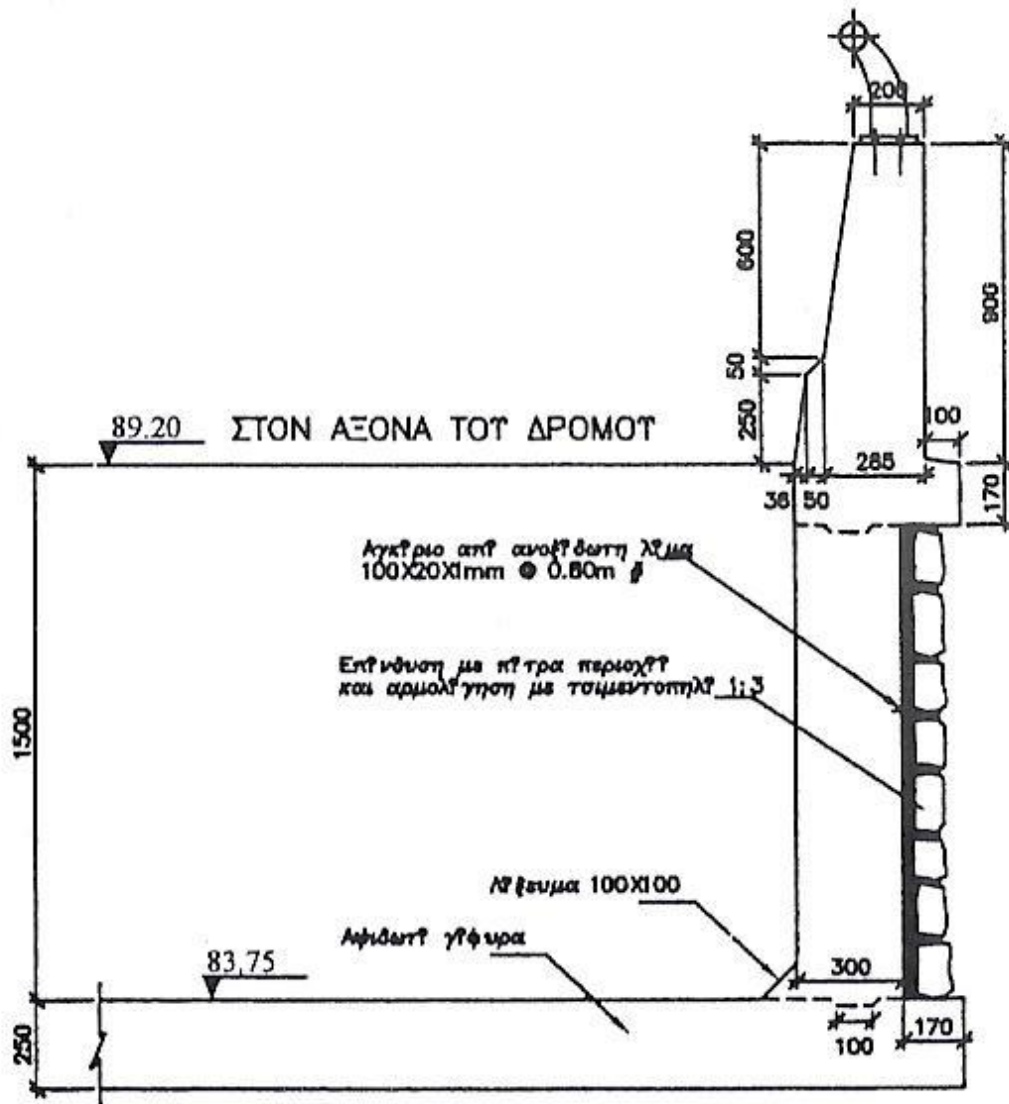


ΟΥΗ ΕΠΕΝΔΥΣΗΣ
 ΜΕ ΠΕΤΡΑ ΠΕΡΙΟΧΗΣ
 1:100



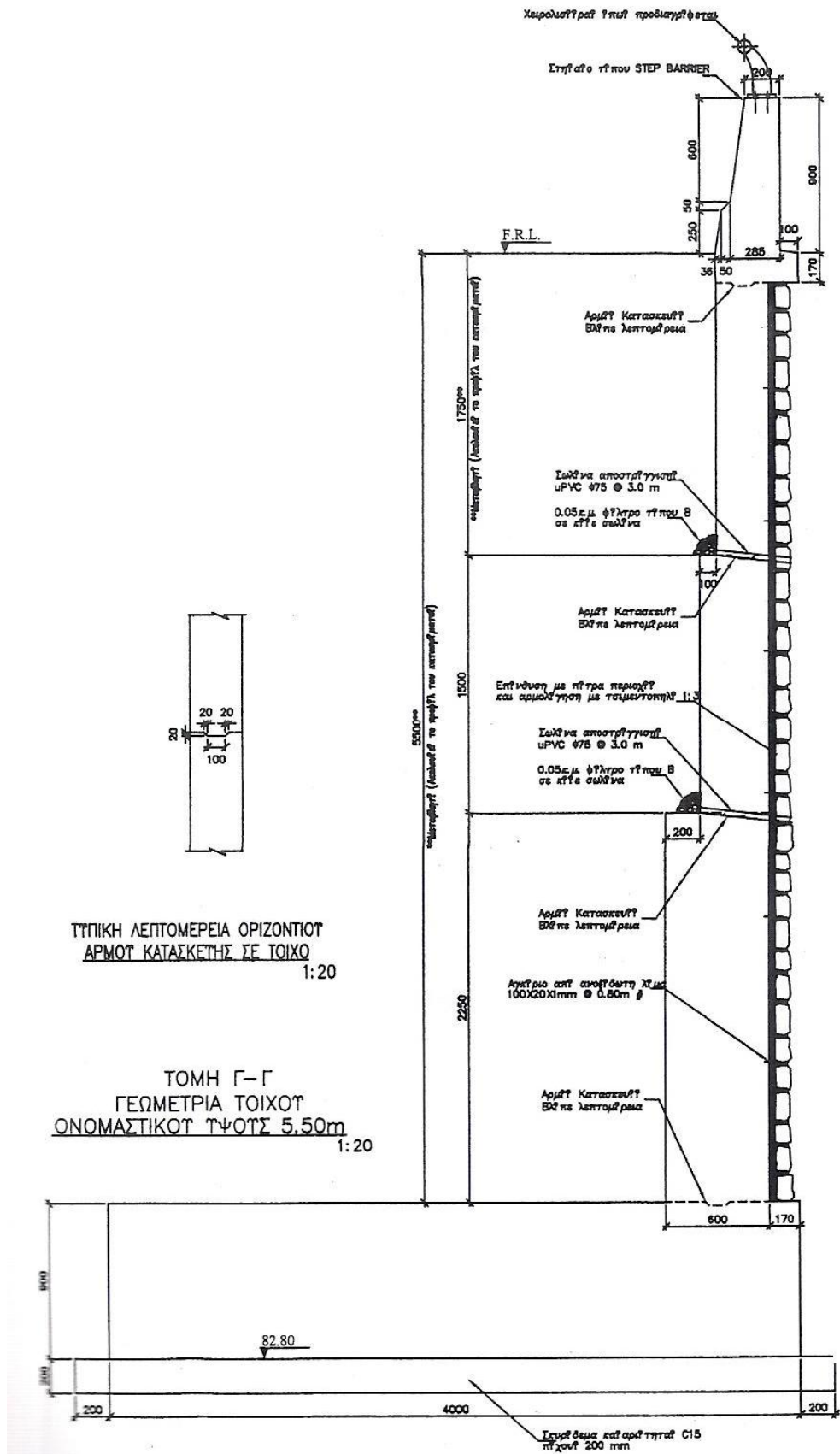
ΤΟΜΗ Α-Α
 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΙΧΟΥ
 ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΟΥ ΎψΟΥΣ 3.25m
 1:20

Σχ.6.3

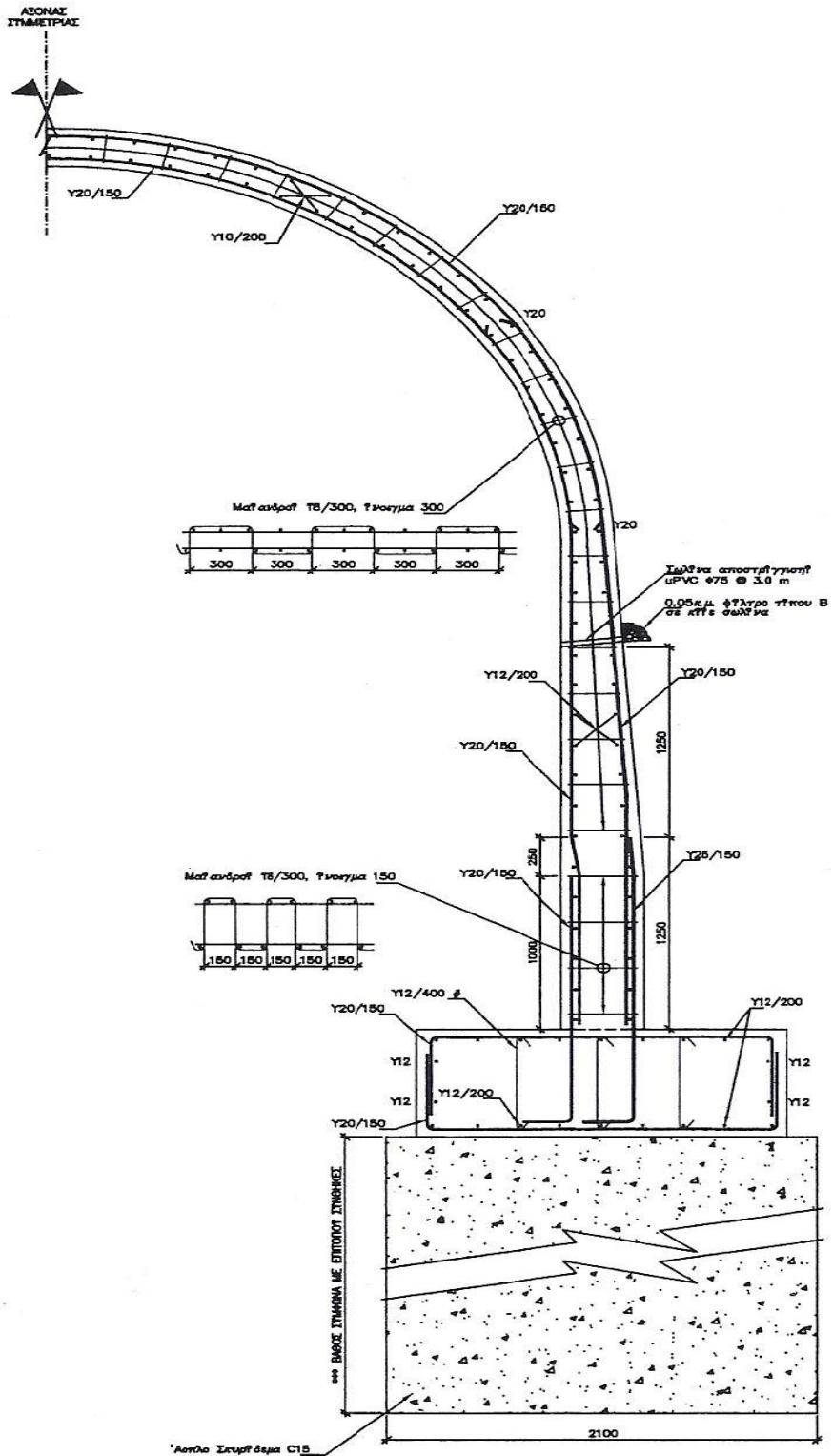


ΤΟΜΗ Β-Β
 ΓΕΩΜΕΤΡΙΑ ΤΟΙΧΟΥ
 ΠΑΝΩ ΑΠΟ ΓΕΦΥΡΑ
 1:20

Σχ.6.4

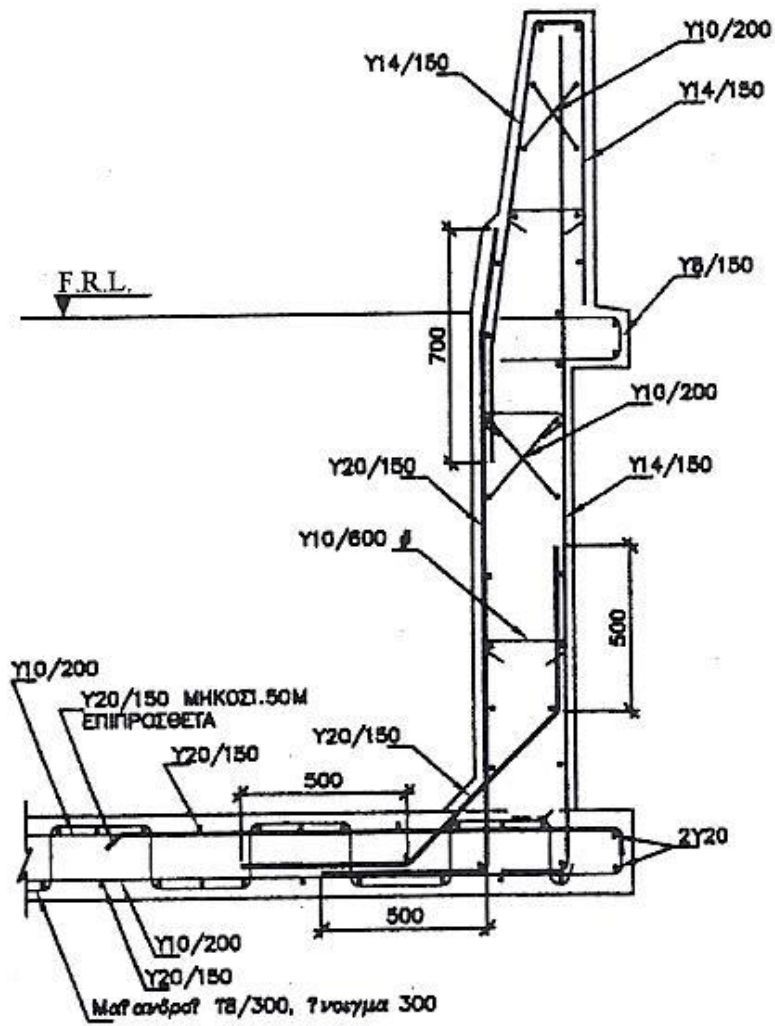


Σχ.6.5



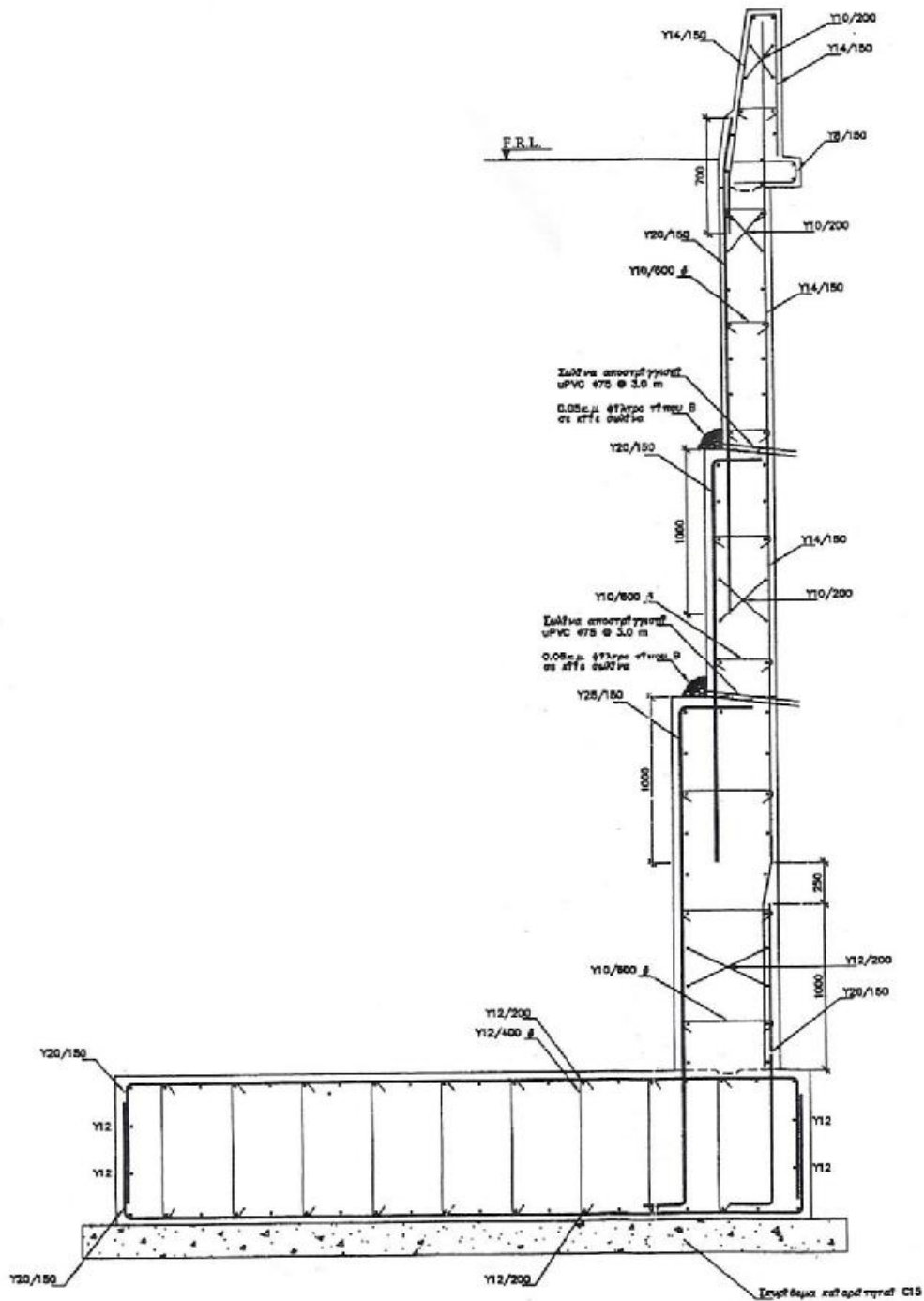
ΛΕΠΤΟΜΕΡΕΙΑ ΟΠΛΙΣΜΟΥ ΠΕΔΙΛΟΥ & ΑΨΙΔΑΣ
1: 20

Σχ.6.6



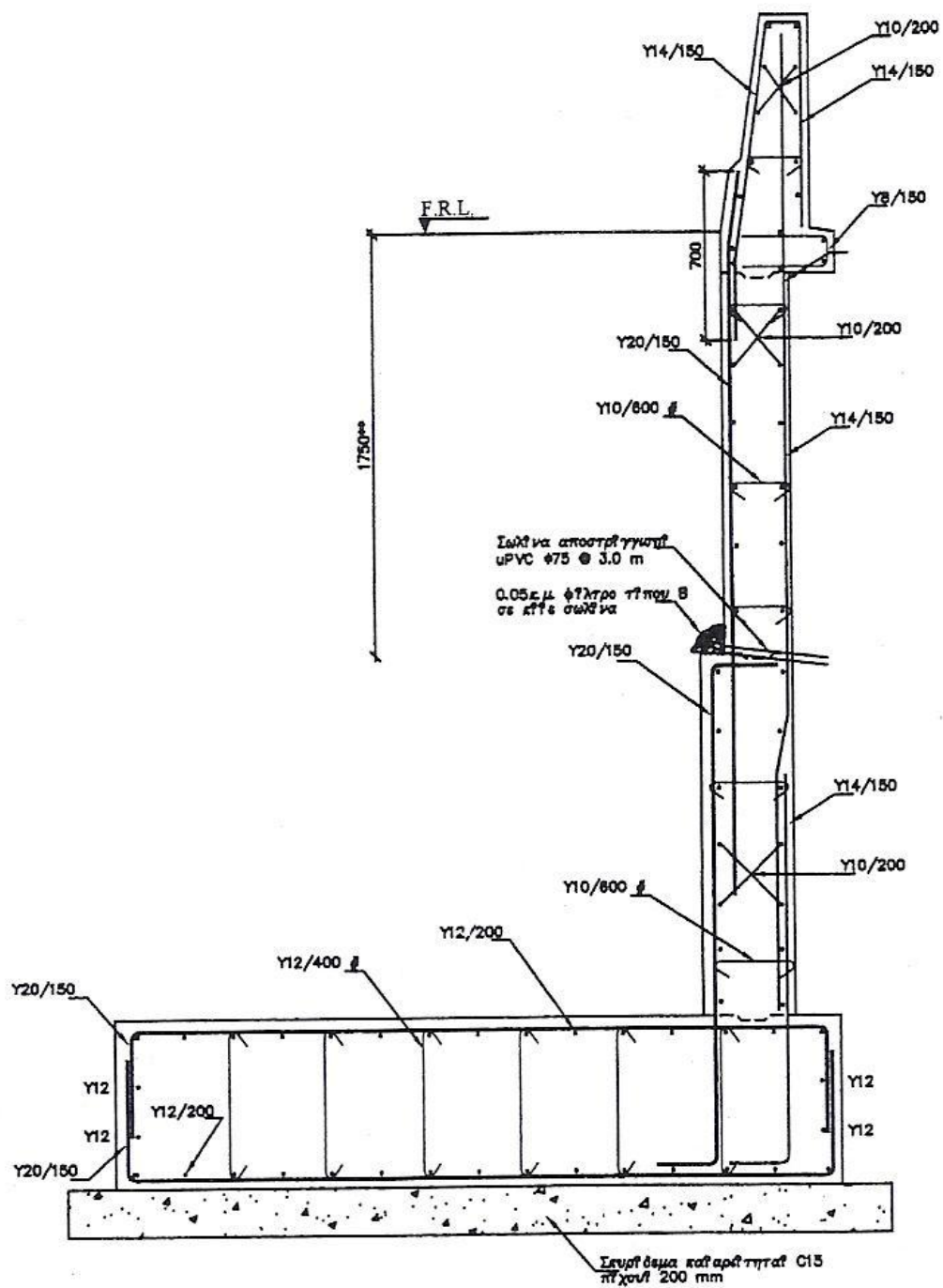
ΤΟΜΗ Β-Β
ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ
ΠΑΝΩ ΑΠΟ ΓΕΦΤΡΑ
1:20

Σχ.6.7



ΤΟΜΗ Γ-Γ
 ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ
 ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΟΤ ΎΨΟΣ 5.50m
 1: 20

Σχ.6.8



ΤΟΜΗ Α-Α
 ΟΠΛΙΣΜΟΣ ΤΟΙΧΟΥ
 ΟΝΟΜΑΣΤΙΚΟΥ ΎΨΟΥΣ 3.25m
 1:20

Σχ.6.9

7. ΦΩΤΟΓΡΑΦΙΕΣ ΤΗΣ ΓΕΦΥΡΑΣ

Στο παρόν κεφάλαιο παρατίθενται φωτογραφίες της Γέφυρας, που λήφθηκαν από τους φοιτητές κ. Μακαρίου Ιωάννη και κ. Νεοκλέους Γιάννη, τον Μάρτιο του 2008 στο πλαίσιο εκπόνησης της παρούσας Πτυχιακής Εργασίας.



Φωτ. 7.1 Κατάστρωμα της τοξωτής Γέφυρας στο δρόμο Μανδριών-Πλατρών.



Φωτ. 7.2 Η αψιδωτή Γέφυρα στην δυτική πλευρά.



Φωτ. 7.3 Πτερυγότοιχος στην βόρεια πλευρά της Γέφυρας.



Φωτ. 7.4 Ανατολική πλευρά της Γέφυρας με τους περυγότοιχους.



Φωτ. 7.5 Σύνδεση στηθαίων ασφαλείας της Γέφυρας και μπάρας ασφαλείας του δρόμου.



Φωτ. 7.6 Στηθαίο Γέφυρας τύπου step barrier.



Φωτ. 7.7 Στηθαίο Γέφυρας τύπου step barrier.



Φωτ. 7.8 Στηθαίο Γέφυρας τύπου step barrier.



Φωτ. 7.9 Αψίδα της Γέφυρας (δυτική πλευρά).



Φωτ. 7.10 Αψίδα της Γέφυρας (ανατολική πλευρά).



Φωτ. 7.11 Στηθαίο ασφαλείας δρόμου σε στροφή της Γέφυρας.



Φωτ. 7.12 Τοίχος αντιστήριξης πρανούς για την εμπόδιση κατολισθήσεων.



Φωτ. 7.13 Ο παλιός δρόμος που έχει διακοπεί.



Φωτ. 7.14 Απόσταση γέφυρας από την Λεμεσό.



Φωτ. 7.15 Οδόστρωμα Γέφυρας.



Φωτ. 7.16 Διασταύρωση του δρόμου Μαντριών με τη Γέφυρα.

8. ΣΥΜΠΕΡΑΣΜΑΤΑ

1. Στο τομέα του Υπολογισμού των Κατασκευών ο ηλεκτρονικός υπολογιστής (H/Y) έχει γίνει ένα σημαντικότερο εργαλείο για να βοηθάει τον Μηχανικό να εκτελεί την εργασία του.
2. Τα πλεονεκτήματα επίλυσης φορέων με H/Y προβάλλονται ιδιαίτερα σε περιπτώσεις φορέων με πολλά μέλη όπου η επίλυση με κλασικές μεθόδους «με το χέρι» θα ήταν μακροχρόνια και κουραστική. Επίσης, στις κλασικές μεθόδους «με το χέρι» συνήθως γίνονται περισσότερες απλουστευτικές παραδοχές για να επιτευχθεί η επίλυση των φορέων.
3. Ο μελετητής – μηχανικός οφείλει να είναι σε θέση να ελέγξει αυτοτελώς την ορθότητα των αποτελεσμάτων που του δίνει το πρόγραμμα του H/Y που χρησιμοποιεί, πράγμα που απαιτεί να γνωρίζει πολύ καλά την κλασική στατική. Ο έλεγχος επιβάλλεται για την ασφάλεια της κατασκευής.
4. Η κατασκευή της τοξωτής Γέφυρας και Πτερυγότοιχων απο οπλισμένο σκυρόδεμα λόγω των νέων τεχνικών μεθόδων που χρησιμοποιήθηκαν, ήταν πολύ πιο σύντομη και έτσι δόθηκε πιο γρήγορα σε κυκλοφορία.
5. Κάθε μελέτη τεχνικού έργου οφείλει να συμμορφώνεται με τους ισχύοντες κανονισμούς υλικών, φορτίσεων, ανάλυσης και διαστασιολόγησης. Για τη μελέτη της παρούσας γέφυρας λήφθηκαν υπόψη οι Ευρωκώδικες και ο Ν.Ε.Α.Κ. – Ε.Α.Κ. 2000.
6. Η ανάλυση και διαστασιολόγηση της παρούσας γέφυρας έγινε με εξειδικευμένο λογισμικό H/Y, που έλαβε υπόψη τους παραπάνω κανονισμούς, και έδωσε ακριβή αποτελέσματα σε πολύ σύντομο χρόνο.

ΒΙΒΛΙΟΓΡΑΦΙΑ

1. Δ. - Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Υπολογισμός Κατασκευών με Η/Υ», Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1995 - 1999.
2. Δ. - Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, Επιστημονικά - Εκπαιδευτικά Προγράμματα Η/Υ ειδικότητας Πολιτικού Μηχανικού, Πάτρα, 1985 - 2009.
3. Δ. - Π. Ν. ΚΟΝΤΟΝΗ, «Πολιτικός Μηχανικός & Η/Υ», «Εισαγωγή στους Η/Υ», «Εισαγωγή στο Διαδίκτυο (Internet) και στις υπηρεσίες του» (Διδακτικές Σημειώσεις), «Ασκήσεις Προγραμματισμού Η/Υ I & II» (Φύλλα Έργου), Τμήμα Πολιτικών Έργων Υποδομής, Τ.Ε.Ι. Πάτρας, Πάτρα, 1998 - 2009.
4. ΑΛΕΞΑΝΔΡΟΣ Γ. ΤΖΙΟΛΑΣ, «Γέφυρες Σιδηρές & Σύμμεικτες Κατασκευές», (Θεωρία - Μεθοδολογία - Εφαρμογές), Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1994.
5. ΧΡΙΣΤΟΦΟΡΟΣ Γ. ΚΟΥΤΙΤΑΣ, «Εισαγωγή στην Παράκτια Τεχνική & τα Λιμενικά Έργα», Εκδόσεις Ζήτη, Θεσσαλονίκη, 1996.
6. M.S. TROITSKY, «Planning and Design of Bridges», John Wiley & Sons, Inc, 1994.
7. Θ. Π. ΤΑΣΙΟΣ - ΠΛΑΪΝΗΣ - Ι.Ν. ΣΙΓΑΛΑΣ, «Εισαγωγή στη Γεφυροποιία», (Πρόχειρες Σημειώσεις του Μαθήματος 8^ο Εξαμήνου στο Εθνικό Μετσόβιο Πολυτεχνείο Τμήμα Πολιτικών Μηχανικών Τομέας Δομοστατικής Εργαστήριο Ωπλισμένου Σκυροδέματος), Αθήνα, 1997.
8. KOCH / WEIDEMANN, «Γεφυροποιία *Ολόσωμες, Οδικές Γέφυρες* Μορφής Δοκού Μέρος 1» (Μετάφραση ΓΕΩΡΓΙΟΥ ΔΗΜ. ΧΑΤΖΗΘΕΟΔΩΡΟΥ), Γκιούρδας Μόσχος, Αθήνα, 1976.
9. DEMETRIOS E. TONIAS, «Bridge Engineering», McGraw - Hill, Inc, 1995.

10. F. LEONHARDT, «Ολόσωμες Κατασκευές, 6. Ολόσωμες Γέφυρες», Γκιούρδας, 1979.
11. KENNETH R. WHITE - JOHN MINOR - KENNETH N. DERUCHER, «B_{ridge} Maintenance Inspection And Evaluation Second Edition, Revised And Expanded), Marcel Dekker, Inc, 1992.
12. BOWLES J.E., «Foundation Analysis & Design», 5th edition, McGraw - Hill, U.S.A., 1996.
13. CIRIA, «Design of Laterally Loaded Piles», CIRIA-Report 103, by W.K. Elson London, 1984.
14. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΡΕΥΝΩΝ ΕΔΑΦΩΝ Υ.Δ.Ε., «Τεχνικές Προδιαγραφές Γεωτρήσεων Ξηράς για Γεωτεχνικές Έρευνες» (E101 - 83), 1983.
15. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΡΕΥΝΩΝ ΕΔΑΦΩΝ Υ.Δ.Ε., «Προδιαγραφές Εργαστηριακών και επί τόπου Δοκιμών Εδαφομηχανικής» (E 105 - 86), 1986.
16. ΔΙΕΥΘΥΝΣΗ ΕΡΕΥΝΩΝ ΕΔΑΦΩΝ Υ.Δ.Ε., «Προδιαγραφές Εργαστηριακών και επί τόπου Δοκιμών Βραχομηχανικής» (E 102 - 84), 1984.
17. DIN 4014 «Κανονισμός Διαστασιολόγησης Φρεατοπασσάλων» Έκδοση Μαρτίου 1990.
18. HVORSLEV M.J. «Subsurface Exploration and Sampling of Soils for Civil Engineering Purposes», Waterways Experiment Station, Corps of Engineers, U.S.Army, 1949.
19. LAMPE T.W. «Soil Testing for Engineers», John Wiley & Sons, New York, 1951.
20. LAMPE T.W, WITHMAN R.V., «Soil Mechanics», John Wiley & Sons, New York, 1969.
21. MITCHELL J.K., GUZIKOWSKI F., VILLET W.C.B., «The Measurement of Soil Properties In Situ», Department of Civil Engineering, U.C. Berkeley, 1978.

22. PECK R.B., HANSON W.E., THORNBURN T.H., «Foundation Engineering», John Wiley & Sons, New York, 2nd edition, 1974.
23. POULOS H.G., DAVIS E.H., «Pile Foundation Analysis and Design», John Wiley & Sons, New York, 1980.
24. STROUD M.A., BUTLER F.G., «The Standard Penetration Test and the Engineering Properties of Glacial Materials», 1975.
25. ΤΑΣΙΟΣ Θ.Π., «Μνημόνιο Θεμελιώσεων», 1964.
26. TERZAGHI K., PECK R.B., «Soil Mechanics in Engineering Practice», John Wiley & Sons, New York, 2nd edition, 1967.
27. TOMLINSON M.J., «Pile Design and Construction Practice», Viewpoint Publications, London, 1987.
28. WINTERKORN H.F., FANG H.Y., «Van Nostrand Reinhold», New York, 1975.
29. Υ.Π.Ε.Χ.Ω.Δ.Ε., «Νέος Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός», Απόφαση Δ17α/08/32/Φ.Ν. 275/30.9/12.10.1992 (ΦΕΚ 613 Β), όπως τροποποιήθηκε με την υπ' αριθμόν Δ17α/04/46/Φ.Ν. 275/20/20.6.1995 (ΦΕΚ 534 Β) Απόφαση και με τις προσθήκες της υπ' αριθμόν Δ17α/01/
30. ΜΙΧΑΗΛ Ν. ΦΑΡΔΗΣ, «Σύνθεση Γεφυρών Σκυροδέματος», εκδόσεις Πανεπιστημίου Πατρών, Πάτρα 2004.
31. RUBENER - STIEGLER, «Θεμελιώσεις - Ορύγματα σε Υπόγειο Νερό, Στεγανώσεις, Ειδικά Θέματα, Τοίχοι Αντιστήριξης, τόμος 3, απόδοση Θεολογίτης Μ. Δημήτρης», εκδόσεις Μ. Γκιούρδας, Αθήνα 1985.
32. Ε.Α.Κ. 2000 - «Ελληνικός Αντισεισμικός Κανονισμός 2000», ΟΑΣΠ & ΣΠΜΕ, Αθήνα 2001.
33. Ε.Κ.Ω.Σ. 2000 - «Ελληνικός Κανονισμός Ωπλισμένου Σκυροδέματος», ΟΑΣΠ, ΣΠΜΕ, Αθήνα 2001.
34. R. F. CRAIG - « Soil Mechanics » fourth edition, 1991.